

# **ESTUDO DA ATENUAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DE UM PÓRTICO METÁLICO TRIDIMENSIONAL UTILIZANDO SISTEMAS PASSIVOS**

**NUNO MARCELO CARNEIRO MOREIRA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Carlos Manuel Ramos Moutinho

JUNHO DE 2016

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meu Pais e Avós

*Numa sociedade com base no conhecimento, por definição é necessário que você  
seja estudante a vida toda.*

*Tom Peters*



## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço nesta porção de texto a todos os que intervieram na minha formação ao longo destes 5 anos, bem como aos meus colegas de curso que caminharam comigo lado a lado para alcançar o nosso objetivo principal que está preso com o culminar deste trabalho: o fim do curso.

Por outro lado, mas nunca menos importante, agradeço à minha família que apoiou todas as minhas decisões ao longo deste percurso académico, em especial aos meus pais que me permitiram todas as condições necessárias para que este sonho de ser “Engenheiro” se tornasse realidade. Mais uma palavra de apreço pelos momentos de apoio e motivação dirigidos pelos meus pais e irmã em todo este percurso.

Aos meus avós que viram em mim, neto mais velho, o exemplo para a família deixo também a minha palavra de homenagem, pelo exemplo de vida que tiveram, de trabalho árduo, mas sempre de sorriso na cara, com força para dar e vender. Serão certamente uma inspiração.

Ao Professor Carlos Moutinho dirijo todos os agradecimentos, por ao longo deste semestre me ter apoiado em todos os momentos necessários e por me orientar ao longo de toda esta dissertação. As ideias, conceitos e matérias transmitidas com clareza e com o gosto que apenas quem gosta de ensinar possui intrinsecamente. Também pela disponibilidade no esclarecimento das dúvidas que surgiam, o meu muito obrigado.

Aos meus amigos, que certamente vibram como eu nesta fase da minha vida, agradeço de forma sincera por todo o apoio transmitido e por toda a ajuda que me deram na minha formação pessoal.

Por fim, um obrigado sincero e repleto de emoção a todos.



## **RESUMO**

No presente trabalho pretende-se projetar um pórtico metálico que permita o estudo de sistemas de controlo de vibrações sísmicas e dessa forma fazer analogias para estruturas semelhantes à escala real. O estudo é feito tendo em conta pisos infinitamente rígidos.

Começa-se por descrever alguns exemplos de sistemas de controlo de forma sintética e, posteriormente, analisam-se alguns métodos de análise estrutural aplicados a sistemas de amortecimento que alteram a matriz de amortecimento para uma matriz não clássica.

É feito o dimensionamento de amortecedores viscosos aplicados ao pórtico projetado de modo a reduzirem os deslocamentos quando este está submetido a uma ação sísmica.

Também se considera o isolamento de base como sistema de controlo e, neste tópico, o objetivo prende-se com a criação de um gráfico que permita relacionar qual a rigidez e o amortecimento para o isolador de base, para que este minimize a resposta estrutural.

Ao longo de todo o trabalho é feito o projeto de execução em AutoCad e para melhor entender o projeto em questões de escala é também efetuado um modelo tridimensional preciso em Sketchup Google.

O pórtico em questão destina-se a ensaios de laboratório na mesa sísmica da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto que se situa no laboratório de estruturas do Departamento de Engenharia Civil.

**PALAVRAS-CHAVE:** Sistemas de controlo de vibração, amortecedores viscosos, isoladores de base, ação sísmica, pórtico metálico





## **ABSTRACT**

The present work aims to design a steel frame that allows the study of seismic vibration control systems and, therefore, run analogies to similar structures to real scale. The study is done taking into account that the slabs are infinitely rigid.

Firstly, starts by summarily describing some examples of control systems and, later, some structural analysis methods are analysed, applied to these type of system, that changes the damping matrix to a not classic matrix.

It is made the design of a viscous damper applied to the designed frame, which is intended to reduce the displacement when it is subjected to a seismic action.

It is also considered the base isolation as a control system and, in this topic, the purpose is the creation of a graphic allowing to relate the stiffness and damping to be allocated to the base insulator, so that it minimizes the structural response.

Throughout the work, the execution project is done in AutoCad and, to better understand the project scale issues, it is also made an accurate 3D model in Sketchup Google.

The designed frame is intended for laboratory tests on the seismic table of the Faculty of Engineering of Porto University, located in the structures laboratory of the Civil Engineering Department.

**KEYWORDS:** vibration control systems, viscous dampers, base insulators, seismic action, steel frame.



## ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS .....	I
RESUMO .....	III
ABSTRACT .....	V
<b>1. INTRODUÇÃO .....</b>	<b>1</b>
1.1.ENQUADRAMENTO DO TEMA .....	1
1.2.OBJETIVOS DESTE ESTUDO .....	1
1.3.ORGANIZAÇÃO DA TESE .....	2
<b>2. ESTADO DA ARTE .....</b>	<b>3</b>
2.1. PREÂMBULO .....	3
2.2. MESAS VIBRATÓRIAS EM PORTUGAL .....	3
2.4. NOVAS TÉCNICAS DE PROTEÇÃO SÍSMICA .....	6
2.4.1. SISTEMAS DE AMORTECIMENTO .....	7
2.1.2. ISOLADORES DE BASE .....	9
2.1.3. OUTROS SISTEMAS DE PROTEÇÃO SÍSMICA .....	10
<b>3. ANÁLISE DE SISTEMAS DINÂMICOS .....</b>	<b>13</b>
3.1. PARÂMETROS DINÂMICOS .....	13
3.1.1. OBTENÇÃO DA MATRIZ DE MASSA E DE RIGIDEZ DE UM PÓRTICO .....	14
3.1.2. CÁLCULO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS E RESPECTIVOS MODOS DE VIBRAÇÃO .....	16
3.1.3. DETERMINAÇÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO ATRAVÉS DOS AMORTECIMENTOS MODAIS .....	17
3.2 MATRIZES DE AMORTECIMENTO NÃO CLÁSSICAS .....	19
3.3.1. DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA DO SISTEMA COM AMORTECIMENTO NÃO CLÁSSICO .....	19
3.3.2. FORMULAÇÃO DE ESPAÇO DE ESTADO .....	19
<b>4. CÁLCULO DE AMORTECEDORES VISCOSOS EM PÓRTICOS SUBMETIDOS A AÇÕES DINÂMICAS (SISMO) .....</b>	<b>23</b>
4.1. PREÂMBULO .....	23
4.2. MATRIZ DE AMORTECIMENTO .....	23
4.3. AMORTECIMENTOS MODAIS .....	25
4.3.1. FORMULAÇÃO DE ESTADO .....	26

4.3.2. FORMULA SIMPLIFICADA .....	26
<b>4.4. DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DA ESTRUTURA DE ACORDO COM O EC8 .....</b>	<b>28</b>
4.4.1. MÉTODO DE ANÁLISE POR FORÇAS LATERAIS .....	28
 <b>5. DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO .....</b>	 <b>33</b>
5.1. PREÂMBULO.....	33
5.2. DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO METÁLICO.....	33
5.2.1. ANÁLISE DO PÓRTICO POR SOFTWARE DE CÁLCULO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO .....	35
5.3. ANÁLISE DO PÓRTICO SEGUNDO EC8.....	39
5.3.1. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS NO PÓRTICO SEGUNDO EXPRESSÕES DO EC8 .....	40
5.4. PROJETO DE EXECUÇÃO DO PÓRTICO .....	42
 <b>6. COMPORTAMENTO DO PÓRTICO COM A ADIÇÃO DE SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÃO .....</b>	 <b>47</b>
6.1. PREÂMBULO.....	47
6.2. INTRODUÇÃO DE AMORTECEDORES VISCOSOS .....	47
6.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO PÓRTICO .....	47
6.2.1.1 – Obtenção das Frequências Naturais e Modos de Vibração .....	47
6.2.1.2 – Obtenção das Matrizes de Massa, Rigidez e Amortecimento Modais .....	47
6.2.1.3 – Cálculo da Resposta do Pórtico, pela Formulação de Espaço de Estado (sem Amortecimento Adicional) .....	50
6.2.1.4 – Introdução de Amortecimento Adicional no Pórtico .....	50
6.2.2. DIMENSIONAMENTO DO AMORTECEDOR VISCOSO .....	57
6.3. INTRODUÇÃO DE ISOLADORES DE BASE .....	59
6.3.1. CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA .....	59
 <b>7. CONCLUSÕES .....</b>	 <b>63</b>
 <b>BIBLIOGRAFIA .....</b>	 <b>65</b>
 <b>ANEXOS.....</b>	 <b>65</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1- Plataforma Vibratória (LNEC, 2016) .....	4
Figura 2 - Ensaio à escala real LNEC (Sismos, 1992) .....	5
Figura 3 - Atuador dinâmico "exemplo" da mesa sísmica (Rexroth, 2016).....	5
Figura 4 - Mesa Vibratória - FEUP .....	6
Figura 5 - Amortecedor viscoso – Compartimentação (Lopes, 2008) .....	8
Figura 6 - Possibilidades de instalação de amortecedores em edifícios.....	8
Figura 7 - a) amortecedores utilizados para controlo de vibrações nos tirantes da ponte Fred Harman; b)"Chevron damper" integrado num pórtico de um edifício (Moutinho, 2007).....	9
Figura 8 - Imagem a) sem isolamento de base; Imagem b) com isolamento de base - Comportamento estrutural.....	9
Figura 9 - Lead Rubber Bearing - Núcleo de chumbo e Friction Pendulum System – Efeito pêndulo, respetivamente (ILES, 2016).....	10
Figura 10 - Isoladores de Base - Hospital da Luz (Moutinho, 2007).....	10
Figura 11 - Exemplo de um TMD aplicado a um pórtico metálico de ensaios .....	11
Figura 12 - TMD do Taipei 101 e respetivo edifício (Planet, 2014).....	11
Figura 13 - Princípio de funcionamento de um TLD (Lee, 2010).....	12
Figura 14 - Graus de liberdade num pórtico genérico.....	13
Figura 15 - Sistema mecânico representativo, com "n" graus de liberdade e sem amortecimento .....	14
Figura 16 - Esforços gerados num pórtico quando induzido um deslocamento unitário de piso.....	15
Figura 17 - Sistema mecânico, com amortecedores, para "n" graus de liberdade.....	24
Figura 18 - Pórtico genérico com sistema de controlo de vibração - amortecedores viscosos .....	24
Figura 19 - Zonamento sísmico em Portugal Continental - a) Sismo Tipo I; b) Sismo Tipo II (Eurocode8, 2005) .....	31
Figura 20 - Vista superior da mesa sísmica e dos aparelhos de ligação dos pilares [mm] .....	34
Figura 21 - Esquema geral do Pórtico a dimensionar .....	34
Figura 22 - Primeira frequência para IPE100 - Conteúdo de ecrã de SOLVIA .....	35
Figura 23 - Primeira frequência para HEB100 - Conteúdo de ecrã de SOLVIA .....	35
Figura 24 - Esquema Pórtico 3D – Conteúdo do ecrã do Robot .....	36
Figura 25 -Diagrama de momentos nos pilares do pórtico quando sujeito as cargas calculadas pelo método das forças laterais (Robot Software). .....	41
Figura 26 - Pórtico segundo eixo de maior inércia e de menor inércia, respetivamente a) e b).....	43
Figura 27 - Modelo 3D do Pórtico - conteúdo de ecrã de Sketchup (correspondente com a Figura 25) .....	43

Figura 28 - Pormenor de ligação do pilar da base com a mesa sísmica .....	44
Figura 29 - Pormenor de ligação do pilar com a viga - vista lateral a), vista de cima b) e vista 3D .....	44
Figura 30 - Viga do Pórtico .....	45
Figura 31 - Pormenor de apoio da laje no pórtico .....	45
Figura 32 - Cantoneira 80x80x8 (mm) para suporte da laje .....	46
Figura 33 - Vista superior da laje .....	46
Figura 34 - Modos de vibração representados graficamente – a) 1º Modo; b) 2º Modo; c) 3º Modo ...	48
Figura 35 - Possibilidades consideradas na introdução de amortecedores no pórtico – Caso a), b) e c), respetivamente .....	51
Figura 36 - Deslocamento dos pisos da estrutura quando sujeitos a um dos sismos do TipoI, sem amortecimento e com amortecimento de 30kN.s/m, respetivamente .....	52
Figura 37 - Gráficos referentes à variação do coeficiente de amortecimento no pórtico - Deslocamentos Vs. Força.....	53
Figura 38 - Comparação do Drift nos 3 casos em análise .....	54
Figura 39 - Comparação do força do amortecedor nos 3 casos em análise .....	55
Figura 40 - Amortecimento segundo a Formulação de Espaço de Estado .....	55
Figura 41 - Amortecimento segundo Formula Simplificada .....	56
Figura 42 - Variação da Percentagem de Amortecimento Vs. Amortecimento Efetivo.....	56
Figura 43 - RD-8040-1 MR Damper (Short Stroke)(LORD, 2016).....	57
Figura 44 - Dimensões do amortecedor (LORD, 2016) .....	58
Figura 45 - Graus de liberdade do novo pórtico.....	59
Figura 46 - Esquema de análise da Rigidez e Coeficiente de Amortecimento do Isolador de Base .....	60
Figura 47 - Gráfico que define contorno do limite dos deslocamentos entre o primeiro e segundo grau de liberdade .....	61
Figura 48 - Gráfico de malha que representa variação de deslocamentos conforme a rigidez e o amortecimento diferem.....	62

## **ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)**

Quadro 1 - Especificações da plataforma sísmica triaxial do LNEC (Pereira, 2015) .....	4
Quadro 2 - Especificações mesa sísmica da FEUP .....	6
Quadro 3 - Processo de Cálculo através da Formulação de Espaço de Estado .....	22
Quadro 4 - Designação de variáveis - Formula simplificada .....	28
Quadro 5 - Frequências de Vibração do pórtico considerando 2 perfis diferentes para o sentido de menor inércia – Solvia Software .....	36
Quadro 6 - Frequências de Vibração do pórtico considerando 2 perfis diferentes para o sentido de menor inércia – Robot Software.....	37
Quadro 7 - Medição de massas do pórtico .....	37
Quadro 8 - Casos de análise no dimensionamento sísmico do pórtico .....	39
Quadro 9 - Características do terreno tipo A.....	39
Quadro 10 - Características Sísmicas da zona considerada.....	40
Quadro 11 - Força a aplicar em cada piso para sismo Tipo II.....	41
Quadro 12 - Cálculo da tensão à qual o pilar da base está sujeito.....	41
Quadro 13 - Especificações IPE100.....	42





# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. ENQUADRAMENTO DO TEMA

O presente trabalho surge na sequência de um estudo feito na faculdade de engenharia que tem como objetivo o estudo da resposta sísmica da estrutura, assim como de sistemas de amortecimento passivos, como forma de dotar os edifícios de uma proteção sísmica eficiente.

Depois de adquirida a plataforma vibratória da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto presente no Laboratório de Estruturas do DEC, com as dimensões previstas, surge então a necessidade de se pensar e projetar o pórtico no qual serão estudados os sistemas de controlo (amortecedores, isoladores de base, etc.).

O pórtico tem que ser pensado de forma a ser o mais versátil possível e que não interfira com questões espaciais do laboratório, pois o espaço disponível é um dos fatores que restringe todo o dimensionamento.

### 1.2. OBJETIVOS DESTE ESTUDO

O objetivo principal é obter um pórtico onde, com a introdução de sistemas adicionais de controlo de vibração, seja possível estudar o comportamento estrutural deste e, com os valores obtidos desse mesmo estudo, permitir a comparação de comportamento dinâmico da estrutura com sistemas de atenuação dinâmica vs. sem controlo dinâmico.

O estudo incide na análise de estruturas porticadas de 3 pisos, onde em diferentes momentos é considerado o piso rígido e onde são então analisadas as características dinâmicas estruturais. Depois de definidas as características dinâmicas da estrutura, será, então, mais fácil optar pelo tipo de perfil para construção da estrutura.

Pretende-se também dimensionar um sistema de Amortecimento Viscoso assim que o pórtico esteja submetido a uma ação dinâmica. É pretendido que esse mesmo amortecedor reduza em grande parte o deslocamento entre pisos.

Com outros tipos de controlo dinâmico que não o referido anteriormente é possível obter bons resultados e, como prova disso, pretende-se também avaliar a resposta dinâmica da estrutura dotada de Isoladores de Base.

Os estudos dos sistemas de controlo têm papel importante, pois com eles é pretendido provar a sua eficiência em reduzir significativamente a resposta sísmica estrutural.

### **1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE**

O presente documento iniciar-se-á com uma pequena apresentação da Plataforma Vibratória, onde se pretende apontar as principais características e limitações, tais como o número de graus de liberdade, acelerações máximas, velocidades e deslocamentos reproduzidos.

Faz-se uma análise, de forma sintética, à variedade de sistemas de controlo de ações dinâmicas em estruturas com especial ênfase para os Amortecedores Viscosos e isoladores de base, bem como de outros sistemas de controlo, a qual será apresentada no capítulo do estado da arte.

As fórmulas e processos de cálculo considerados ao longo de todo o estudo são referidas também ao longo do trabalho com a propósito de justificar os cálculos efetuados.

Depois de recolhida e sintetizada esta informação, dá-se início ao projeto de dimensionamento e análise do pórtico metálico. O estudo do mesmo será baseado no documento de Norma EuroCódigo 8 e no Regulamento FEMA356.

Com o modelo pensado parte-se para o estudo dos sistemas de controlo dinâmico, com o seguimento de todos os cálculos definidos anteriormente.

# 2

## ESTADO DA ARTE

### 2.1. PREÂMBULO

A ação sísmica está presente com muita frequência no nosso quotidiano e, por esse facto, surge o interesse em estudar a sua origem e os danos por esta causados. Como não pode ser permitido que existam perdas humanas por erros de cálculo, intensificam-se os estudos dos sismos nas estruturas, para que seja possível atenuar os danos e permitir a segurança da população.

As mesas sísmicas permitem simular o comportamento de um sismo e transmiti-lo para a estrutura onde no decorrer do ensaio é possível analisar diversos parâmetros em estudo e, neste sentido, é possível reproduzir sismos reais em estruturas reais.

### 2.2. MESAS VIBRATÓRIAS EM PORTUGAL

É comum usufruir-se dos ensaios em laboratório para uma avaliação global do comportamento estrutural. No entanto, é necessário ajustar a sua escala de modo a serem exequíveis.

Devido a limitações de tamanho da plataforma, pois o modelo a ensaiar tem que estar todo ele contido sobre a mesma, a maioria dos modelos são realizados à escala, que normalmente varia entre 1:3 e 1:15. Por esse motivo, devem ser tidas em conta as razões de semelhança geométrica que estão limitadas por questões que se prendem com a construção do próprio modelo, que pode levar à utilização de microbetão e armaduras de espessura reduzida em casos de modelos de betão armado. Também em modelos metálicos pode ser necessária a construção de secções não correntes, para que sejam respeitadas relações de proporcionalidade.

Como exemplo importante, a Mesa Vibratória do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC), que se localiza em Lisboa já foi em tempos a maior a nível europeu. A mesa possui eixos ortogonais entre si, longitudinal, transversal e vertical, cada um independente dos outros dois.

A junção destes três eixos de movimento denomina, então, a mesa do LNEC como triaxial. Para que os graus de liberdade sejam bloqueados ou desbloqueados, são montados sistemas mecânicos que permitem que esses mesmos graus de liberdade sejam ativados ou não (barras de torção), conforme é visível na Figura 1.

Os sistemas adotados para esse fim são passivos e permitem que não seja elevado o consumo de energia, ao contrário de outras mesas sísmicas que adotam um maior numero de atenuadores e, dessa forma, aumentam os gastos energéticos (Pereira, 2015).

A plataforma possui dimensões úteis 5,6x4,6m<sup>2</sup> e tem uma capacidade máxima de suporte de 40 toneladas e a gama de atuação varia de 0 a 40Hz. Estas características tornam-na, ainda nos dias de hoje, a mesa sísmica mais emblemática em tamanho em todo o território Nacional.

É possível observar no esquema abaixo o modelo de guias da plataforma, onde estão representados os êmbolos e eixos de deslocamento que movem toda a plataforma de vibração.



Figura 1- Plataforma Vibratória (LNEC, 2016)

Quanto ao sistema atuador da mesa sísmica, ele é composto por um motor óleo-hidráulico com a capacidade de exercer uma carga de 1000kN na direção longitudinal e ainda dois atuadores da direção transversal que funcionam em “push-pull”, ou seja, exercem cargas no mesmo sentido num referencial global, mas num referencial local, um “puxa” e o outro “empurra”.

As definições técnicas da mesa encontram-se presentes no seguinte quadro:

Quadro 1 - Especificações da plataforma sísmica triaxial do LNEC (Pereira, 2015)

A [m <sup>2</sup> ]	M[t]	Graus de liberdade	Deslocamentos / velocidades / Acelerações			Frequência de funcionamento [Hz]
			x	y	z	
5.6x4.6	40	3	145 mm	145 mm		0.1 – 40.0
			0.42 a 0.74 m/s	0.70 a 1.21 m/s	0.1 a 0.73 m/s	
			25 m/s <sup>2</sup>	15 m/s <sup>2</sup>	7.5 m/s <sup>2</sup>	

Na Figura 2, apresenta-se uma imagem de um ensaio à escala real na mesa triaxial do LNEC.

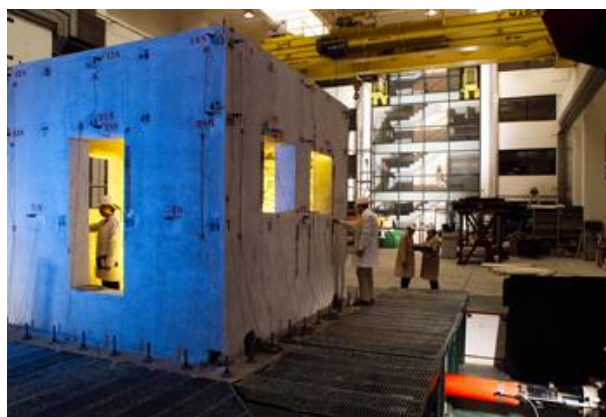


Figura 2 - Ensaio à escala real LNEC (Sismos, 1992)

### 2.3. Plataforma Vibratória da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

A mesa sísmica da FEUP encontra-se no Laboratório de Estruturas da faculdade, o espaço disponível foi uma condicionante a ter em conta assim como o número de graus de liberdade a considerar para esta.

A mesa sísmica tem de dimensões em planta  $3.0 \times 3.0 \text{ m}^2$  e possui uma distância entre eixos de fixação dos pilares de 2.10m, nas duas direções. No que respeita ao número de graus de liberdade, esta permite os movimentos transversal e longitudinal do tabuleiro, uma vez que o custo a acarretar para o sistema triaxial seria elevado. No entanto, a plataforma permite que seja adicionado futuramente um novo eixo e que a vai dotar do grau de liberdade vertical. Para cada um dos eixos referidos existe um atuador que funciona em separado e permite uma ação simultânea de ambos. O curso máximo de movimento em cada sentido é de 400mm e isso permite estabelecer deslocamentos significativos na estrutura adjacente.

No que respeita ao sistema de indução de cargas para o movimento da própria mesa, esse é constituído por dois atuadores. No entanto, até ao momento apenas existirá um deles com capacidade de aplicar cargas de 3 toneladas (30kN) no seu eixo. O atuador utilizado é do tipo eletromecânico e é por meio de um eixo roscado sem fim que irá mover a plataforma, tal como se mostra na Figura 3.



Figura 3 - Atuador dinâmico "exemplo" da mesa sísmica (Rexroth, 2016).

É de referir também que a mesa foi pensada para ter uma rigidez bastante elevada e, dessa forma, garantir um apoio o mais próximo possível de um encastramento perfeito.

A mesa apresenta regularidade e simetria na sua globalidade para que diversas alternativas sejam possíveis de ter em conta desde a montagem do pórtico em estudo até a montagem de cada atenuador (ver Figura 4).

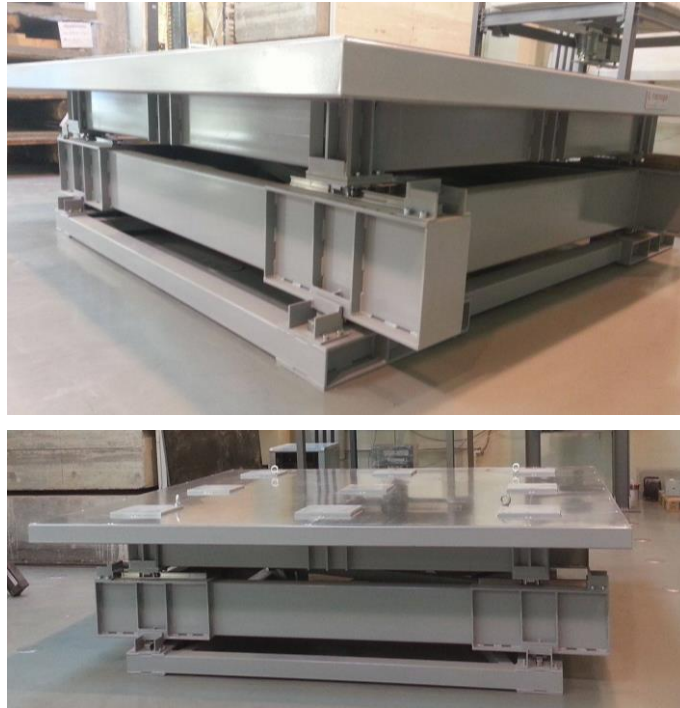


Figura 4 - Mesa Vibratória - FEUP

As definições técnicas da mesa encontram-se presentes no seguinte quadro, não esquecendo que a mesa ainda se encontra em construção/adaptação.

Quadro 2 - Especificações mesa sísmica da FEUP

A [m <sup>2</sup> ]	M[t]	Graus de liberdade	Deslocamentos / velocidades / Acelerações			Frequência de funcionamento [Hz]
			x	y	z	
3.0X3.0	20	2	400 mm	-	-	Estimada (0-50)
			0.37 m/s	-	-	
			9 m/s <sup>2</sup>	-	-	

## 2.4. NOVAS TÉCNICAS DE PROTEÇÃO SÍSMICA

Nas últimas décadas, a engenharia sísmica teve um importante crescimento no desenvolvimento de novas tecnologias, bem como na definição de novas metodologias e na introdução de nova regulamentação. Devido a esta evolução, o desempenho estrutural também sofreu um crescimento significativo, revelando por isso, a inexistência de segurança em algumas estruturas construídas por regulamentos anteriores.

Não é possível garantir a indestrutibilidade de uma estrutura quando submetida à ação sísmica, pois a definição da ação possui bastante incerteza, e até mesmo a definição do modelo incorpora algumas incertezas. Está explícito no presente regulamento, o EuroCódigo 8, que na presença de uma ação sísmica violenta (probabilidade de ocorrência de 5% em 50 anos) se mantenha em equilíbrio e permita que não existam perdas humanas.

Com a introdução da nova regulamentação, exige-se também que a estrutura após um sismo tenha danos estruturais reduzidos e, portanto, mais antieconómica.

Com vista a melhorar o problema económico referido, tenciona-se estudar sistemas de atenuação que visem atenuar os danos estruturais na presença de sismos de elevada intensidade. Ao contrário do dimensionamento tradicional que explora a capacidade dúctil estrutural, que obrigatoriamente leva a danos materiais (formação de rótulas plásticas), estes novos métodos tendem a explorar a dissipação de energia com dano material reduzido.

Para o efeito utilizam-se dissipadores de energia constituídos por sistemas mecânicos. Destes dissipadores existe uma divisão em dois grandes grupos: sistemas de atenuação ativos e passivos; essa distinção depende do uso de energia exterior, ou não, respetivamente, necessária ao seu funcionamento.

Com o conhecimento empírico comprovado, baseado em factos reais, existe uma tendência de se optar pelos dissipadores passivos devido ao seu desempenho eficaz. Existem duas possibilidades a adotar para aumentar a eficiência do comportamento estrutural. A primeira será a diminuição da frequência estrutural ou então o aumento da capacidade de dissipação da estrutura (Lopes, 2008).

Em resumo, na ocorrência de um sismo, existe uma elevada transferência de energia do solo para a estrutura, energia esta que ou é dissipada estruturalmente, através da deformação, ou é consumida em processos mais ou menos controlados. No segundo, entram os dissipadores que estão pensados, concebidos e testados para dissiparem quantidades elevadas de energia sem a sua deterioração.

#### 2.4.1. SISTEMAS DE AMORTECIMENTO:

O estudo do comportamento do pórtico com a aplicação de sistemas de amortecimento tem, desta forma, um interesse elevado. Neste trabalho estudam-se sistemas de controlo passivos dos quais fazem parte os amortecedores viscosos.

Consideram-se apenas dois sistemas de controlo passivos, que mais à frente serão analisados e dimensionados. Nos sistemas de controlo passivo existe uma subdivisão por absorsores, dissipadores e isoladores.

Os amortecedores viscosos, enquadrados nos sistemas dissipadores de energia passivos, têm aplicação na engenharia sísmica para controlo de vibrações em estado limite último. Devido à sua fácil aplicação e adaptação, são recorrentemente incorporados em edifícios para efeitos de reabilitação. A sua baixa manutenção também torna o seu uso apetecível para o controlo de vibrações.

O seu princípio de funcionamento é bastante simples, a principal função é dissipar a energia gerada pelo sismo e, dessa forma, a estrutura já não a absorve elasticamente (através da deformada). Na presença de um sismo e com a deformada da estrutura, o pistão do amortecedor é empurrado para o interior do cilindro (onde se encontra um fluido viscoso), o deslocamento deste fluido é feito através de pequenos orifícios na cabeça do pistão, quando a força de compressão é igual em ambos os lados, por forma a representar esse mesmo funcionamento apresenta-se na Figura 5 o esquema de funcionamento (Lopes, 2008).

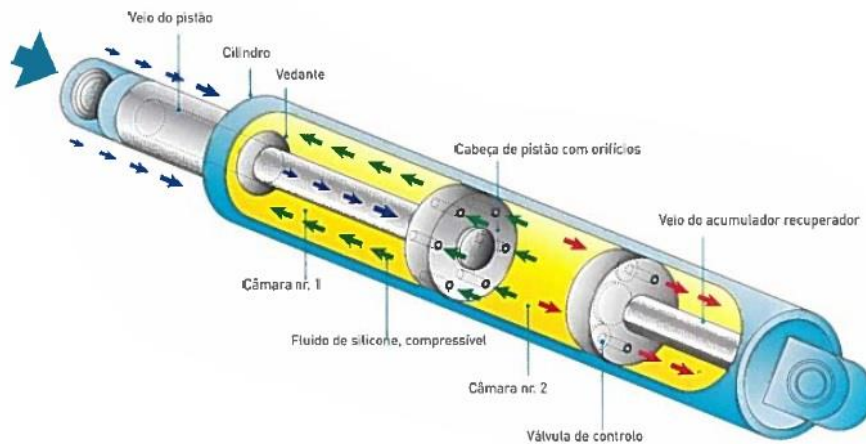


Figura 5 - Amortecedor viscoso – Compartimentação (Lopes, 2008)

A montagem dos amortecedores em estruturas pode adotar diferentes formas, que terão de ser estudadas e ajustadas ao caso em particular. Se tivermos em conta que a ação sísmica gera forças por piso (horizontal), podemos concluir que para um maior aproveitamento do potencial do amortecedor, este deve estar colocado o mais próximo possível da horizontal. No entanto, por questões de montagem dos aparelhos torna-se mais simples que esta montagem seja feita na diagonal. Também o uso de amortecedores em duas diagonais, chamado de colocação em “V”, é possível. (ver Figura 6).

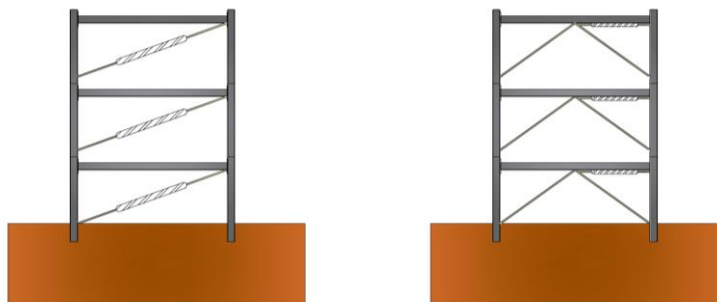


Figura 6 - Possibilidades de instalação de amortecedores em edifícios

Exemplos reais do sistema de controlo abordado apresentam-se na Figura 7, de onde é de salientar mais uma vez as diferentes aplicações dos mesmos, desde pontes, coberturas de estádios e edifícios.





Figura 7 - a) amortecedores utilizados para controlo de vibrações nos tirantes da ponte Fred Harman; b) "Chevron damper" integrado num pórtico de um edifício (Moutinho, 2007)

### 2.1.2. ISOLADORES DE BASE

Este conceito é fácil de se entender e o seu nome advém do facto de o objetivo principal destes atenuadores sísmicos ser desligar a estrutura do solo, assim as forças de inércia geradas pelo movimento do solo devido ao sismo, não terão que ser suportadas pela estrutura. Quando se refere que existe um desligar da estrutura do solo, é de salientar que isso não pode acontecer efetivamente, o que quer dizer, então, que apenas no plano horizontal é que isso pode acontecer. Na direção vertical continuarão a existir transmissões de esforços. É recorrente serem utilizados isoladores de base em edifícios, como hospitais e outros de elevada importância, assim como nos encontros e pilares de pontes.

A colocação de isoladores de base tem também como vantagem o facto de reduzir as acelerações ao nível dos pisos, que pode ter interesse ainda mais específico quando existem equipamentos sensíveis a acelerações, como equipamentos de precisão ou equipamentos médicos.

Para um bom funcionamento destes isoladores, eles devem possuir a capacidade de suporte a cargas verticais, devem ter uma rigidez horizontal baixa, para dessa forma permitir deslocamentos nesse plano desligando, então, a estrutura do solo nesse movimento. Deve também conter capacidade de restituição, isto é, depois do deslocamento e consequente deformação, este deve regressar à posição inicial. Por último, tem que possuir a capacidade de dissipar energia, assim, pode ser melhorado o desempenho conjunto, principalmente a controlar deslocamentos máximos. Mostra-se na Figura 8 dois casos de resposta estrutural esquemáticos.

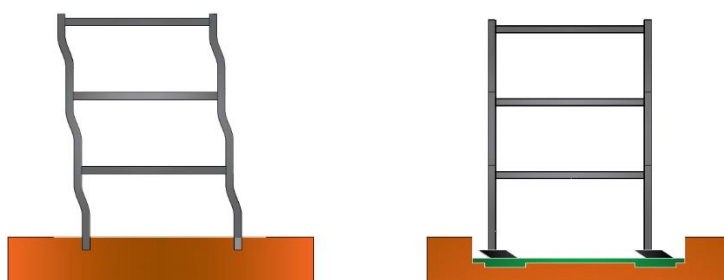


Figura 8 - Imagem a) sem isolamento de base; Imagem b) com isolamento de base - Comportamento estrutural

Na Figura 9 apresentam-se alguns tipos de isoladores de base que apresentam características diferentes entre si.

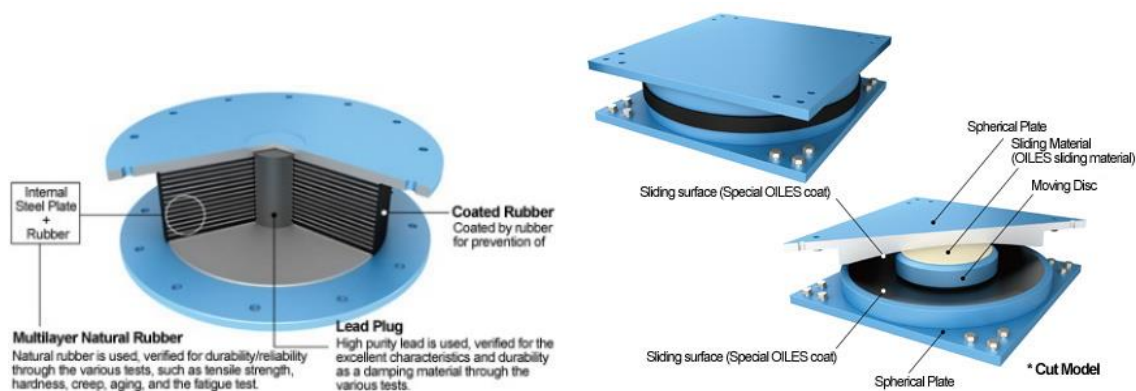


Figura 9 - Lead Rubber Bearing - Núcleo de chumbo e Friction Pendulum System – Efeito pêndulo, respetivamente (ILES, 2016)

Este método pode ser usado também na reabilitação de edifícios, embora seja mais complicado o seu uso comparativamente ao método anterior, referente à introdução de amortecimento, uma vez que a aplicação dos amortecedores pode ser feita entre dois pilares de um pórtico. Na introdução de isoladores de base em reabilitação acresce uma dificuldade de instalação, no entanto, a sua função torna-se igualmente eficaz.

Um bom exemplo da utilização deste método de controlo de vibrações está representado nas fundações do Hospital da Luz, tal como mostra a Figura 10.



Figura 10 - Isoladores de Base - Hospital da Luz (Moutinho, 2007)

### 2.1.3. OUTROS SISTEMAS DE PROTEÇÃO SÍSMICA

Além dos métodos referidos atrás, existem outros métodos de dissipação de energia, os TMD (“Tuned Mass Dampers”, amortecedores de massa sintonizada) e os TLD (“Tuned Liquid Dampers”, amortecedores sintonizados com coluna líquida), que são exemplos de sistemas de controlo passivos.

Os TMDs são osciladores de um grau de liberdade, cuja frequência própria é escolhida de forma a que esta seja aproximada à frequência de vibração da estrutura que se pretende controlar. Assim, existe uma transferência de energia para o TMD que permite diminuir a vibração estrutural.

A sua constituição é bastante simples e incorpora uma massa ligada à estrutura através de uma mola e um amortecedor (ver Figura 11), que quando sujeita a uma ação harmónica, e se estiverem devidamente sintonizados, introduzem uma compensação de fase no movimento do sistema principal, reduzindo os deslocamentos devido à absorção de energia mecânica.

Este tipo de dissipadores, geralmente, é mais adequado em sistemas onde a gama de frequências seja limitada. No entanto, o seu uso é possível no controlo da ação dos sismos.



Figura 11 - Exemplo de um TMD aplicado a um pórtico metálico de ensaios

Podemos verificar na Figura 12 que a massa do TMD pode ser ajustada de acordo com o tipo de frequência pretendido.

Os TMDs podem, quando convenientemente, ser materializados em forma de pêndulo fixo à estrutura e, com especial interesse de aplicação, se a estrutura possui uma frequência de vibração própria a controlar relativamente baixa (Moutinho, 2007).

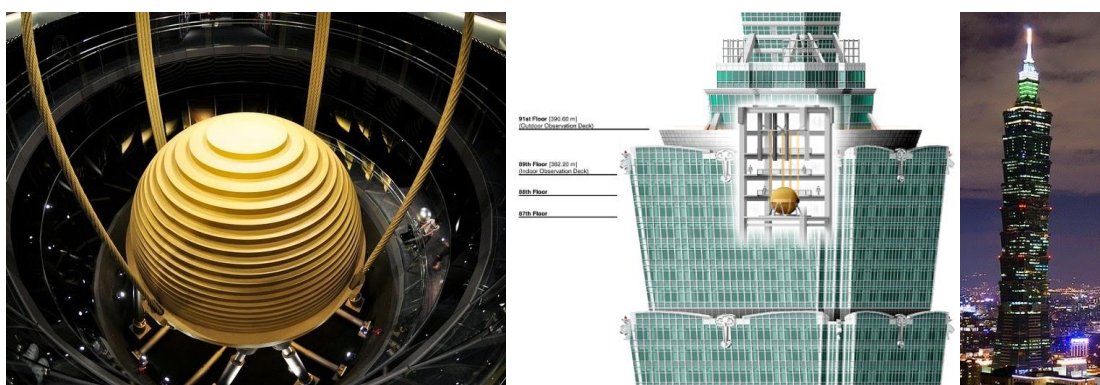


Figura 12 - TMD do Taipei 101 e respetivo edifício (Planet, 2014)

O edifício considerado na Figura 13, o Taipei 101, localiza-se na ilha de Taiwan na China, outrora considerado o mais alto do mundo, entre os anos de 2005 e 2007, e incorpora este sistema de controlo

para atenuar os deslocamentos causados pela ação do vento e ação sísmica. O TMD pendular tem uma massa de 650ton e encontra-se suspenso por quatro cabos de aço. Por sua vez, na base existem oito amortecedores viscosos com a função de amortecer o movimento do pêndulo. A introdução deste pêndulo permite uma redução de cerca de 40% da resposta da estrutura.

O funcionamento do TLD apoia-se no mesmo conceito dos anteriores, no entanto, neste caso, existe uma massa líquida que se encontra num reservatório. Por sua vez, o facto do seu comportamento ser não linear pode acarretar uma maior dificuldade de análise.

Estes dispositivos tiram proveito do movimento oscilatório de um líquido, que em geral é a água, e que se encontra dentro de um reservatório de forma variável, e cujo objetivo é introduzir uma compensação de fase ao sistema no qual se encontra fixo.

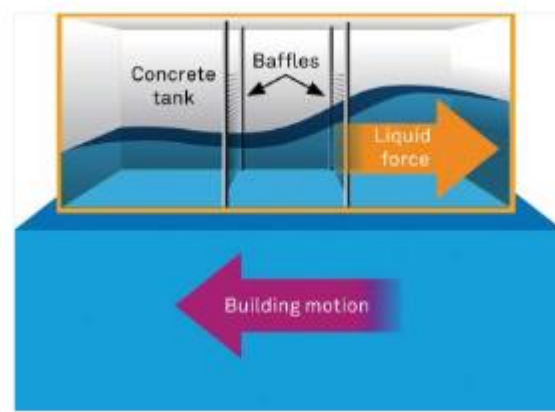


Figura 13 - Princípio de funcionamento de um TLD (Lee, 2010)

## 3

## ANÁLISE DE SISTEMAS DINÂMICOS

## 3.1. PARÂMETROS DINÂMICOS

Para uma correta definição dos parâmetros dinâmicos estruturais, é necessário conhecer a estrutura que pretendemos analisar. Devemos, então, pensar na caracterização física da estrutura, uma vez que na análise, a que se procederá à frente, existe uma dependência dessas características. É o caso da massa, rigidez e amortecimento da estrutura, que têm que ser definidas antes de qualquer análise dinâmica.

Por outro lado, os parâmetros dinâmicos a serem avaliados dizem respeito aos modos de vibração da estrutura, às frequências naturais de cada modo de vibração e, por fim, aos coeficientes de amortecimento. Na análise dinâmica, considera-se a não deformabilidade axial dos pilares e a rigidez infinita do piso, com isto limita-se cada piso a um grau de liberdade. As rotações nas extremidades quer do pilar, quer da viga estarão restritas pela não deformabilidade da laje. Com o número limitado de graus de liberdade a um por piso, concluímos que os graus de liberdade variam de 1 a “n”, em que “n” representa o número de pisos (Chopra, 1995).

O primeiro grau de liberdade está, então, associado ao piso mais próximo do solo e “n” ao piso mais elevado, como apresenta a Figura 14.

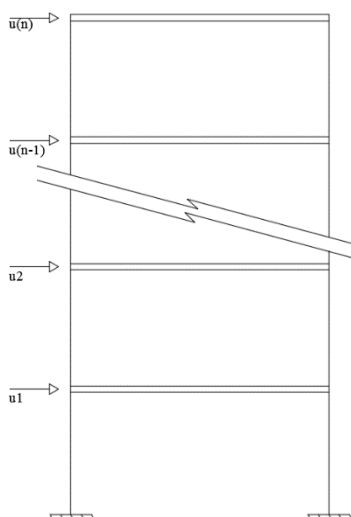


Figura 14 - Graus de liberdade num pórtico genérico

Não perdendo de vista que o objetivo do documento pretende retratar o dimensionamento e análise de um pórtico metálico, a presente exposição será explícita para pórticos semelhantes, para que exista

correlação lógica. Desta forma, o pórtico em análise será sempre um pórtico metálico Plano de três pisos.

### 3.1.1. OBTENÇÃO DA MATRIZ DE MASSA E DE RIGIDEZ DE UM PÓRTICO

Um sistema mecânico é um conjunto de massas, molas e amortecedores ligados entre si e ligados a um ponto fixo. O sistema mecânico mais simples apenas permite um movimento uniaxial e tem, então, apenas um grau de liberdade, contendo apenas uma massa, uma mola e um amortecedor.

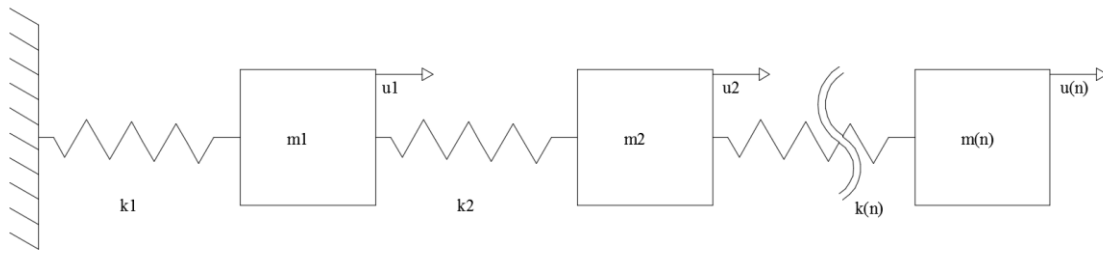


Figura 15 - Sistema mecânico representativo, com "n" graus de liberdade e sem amortecimento

É possível verificar pela análise da Figura 15 que, de facto, a massa apenas interfere no seu grau de liberdade e, assim, sabemos que a massa do piso está associada diretamente com a inércia e deslocamento do piso associado. Surge, assim, uma matriz diagonal onde “ $m_i$ ” representa a massa de cada piso. Com representado na expressão abaixo, “ $m_1$ ” está associado ao primeiro grau de liberdade, piso inferior, e “ $m_n$ ” ao piso mais elevado.

$$M = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & m_{n-1} & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & m_n \end{bmatrix} \quad (3.1)$$

Quanto à matriz de rigidez estrutural, segundo a teoria das estruturas, esta pode ser obtida pela relação de esforços gerados entre pisos. No caso presente, dado que não está possibilitada a deformação rotacional das extremidades pilar-viga, este cálculo torna-se simples. Como se apresenta na Figura 16 em paralelo com as expressões 3.2 e 3.3, a matriz de rigidez do pórtico a analisar. Pode ser obtido ao forçar o deslocamento do piso de uma unidade, independente em cada piso, e verificar os esforços existentes na estrutura. É de salientar que o movimento do piso gera forças opostas nos pisos adjacentes.

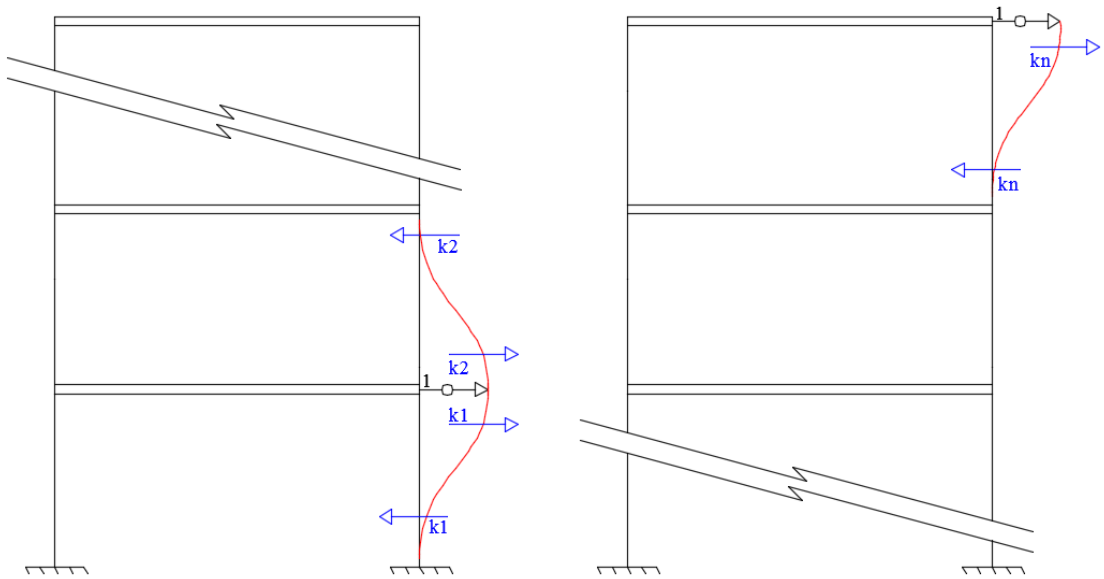


Figura 16 - Esforços gerados num pórtico quando induzido um deslocamento unitário de piso

Identificando os esforços de cada piso, conseguimos obter a matriz de rigidez apresentada posteriormente, onde a mesma será de dimensão “n” x “n”, e em que “n” está associado ao número de pisos da estrutura.

$$K = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & \dots & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & -k_3 & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & -k_{n-1} & 0 \\ 0 & 0 & \dots & k_{n-1} + k_n & -k_n \\ 0 & 0 & \dots & -k_n & k_n \end{bmatrix} \quad (3.2)$$

Resta, por ultimo, definir o valor de  $k_i$ . Devido ao facto da viga ser infinitamente rígida e à inexistência de rotações, obtém-se através da expressão (3.3) a rigidez do piso. E representa o módulo de elasticidade do material,  $I$  a inércia associada ao movimento em questão e,  $L$  é o comprimento do pilar.

$$K = \frac{12EI}{L^3} \quad (3.3)$$

Devemos também atender ao número de pilares por piso e fazer representar os mesmos na matriz de rigidez.

### 3.1.2. CÁLCULO DAS FREQUÊNCIAS NATURAIS E RESPETIVOS MODOS DE VIBRAÇÃO

Definidas as características de massa e rigidez, resolve-se o seguinte determinante.

$$\det(K - w^2 * M) = 0 \quad (3.4)$$

Pelas propriedades das matrizes M e K sabemos, então, que w é um vetor com dimensões “n”x1.

$$w = \begin{bmatrix} w_1 \\ w_2 \\ \vdots \\ w_g \\ \vdots \\ w_{n-1} \\ w_n \end{bmatrix} \quad (3.5)$$

O vetor coluna W representa as Frequências Naturais da estrutura em análise e, quando se obtêm seus valores, é possível passar ao cálculo dos modos de vibração, que serão obtidos separadamente para cada frequência.

Se “g” assume o valor da frequência natural genérica, basta, então, resolver a expressão (3.5) para cada uma das frequências.

$$(K - w_g^2 * M) * \phi_g = 0 \quad (3.6)$$

Desta forma obtemos o vetor de dimensão “n”:

$$\phi_g = \begin{bmatrix} \phi_{1,g} \\ \phi_{2,g} \\ \vdots \\ \phi_{g,g} \\ \vdots \\ \phi_{n-1,g} \\ \phi_{n,g} \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

É de notar que este cálculo leva à resolução de um sistema de equações indeterminada e, por isso, temos que arbitrar um dos seus valores (normalmente a unidade) e assim obter os restantes valores, que serão dependentes do anterior.

Com isto, e dado que existirão “n” modos de vibração podemos criar a matriz de modos de vibração “n”x“n”.



$$\phi = \begin{bmatrix} \phi_{1,1} & \phi_{1,2} & \dots & \phi_{1,g} & \dots & \phi_{1,n-1} & \phi_{1,n} \\ \phi_{2,1} & \phi_{2,2} & \dots & \phi_{2,g} & \dots & \phi_{2,n-1} & \phi_{2,n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \phi_{g,1} & \phi_{g,2} & \dots & \phi_{g,g} & \dots & \phi_{g,n-1} & \phi_{g,n} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ \phi_{n-1,1} & \phi_{n-1,2} & \dots & \phi_{n-1,g} & \dots & \phi_{n-1,n-1} & \phi_{n-1,n} \\ \phi_{n,1} & \phi_{n,2} & \dots & \phi_{n,g} & \dots & \phi_{n,n-1} & \phi_{n,n} \end{bmatrix} \quad (3.8)$$

### 3.1.3. DETERMINAÇÃO DA MATRIZ DE AMORTECIMENTO ATRAVÉS DOS AMORTECIMENTOS MODAIS

A simplicidade da resolução do problema prende-se com o número de graus de liberdade, onde a existência de apenas um grau de liberdade simplifica todos os cálculos que advêm, uma vez que a equação do movimento clássica é obtida e trabalhada de forma simples. Por outro lado, também os deslocamentos ao longo do tempo se tornam simples de obter por esse caminho e, consecutivamente, a determinação do coeficiente de amortecimento.

Pelo estudo da decomposição modal, a representação de sistemas lineares com vários graus de liberdade pode ser feita através de um sistema de várias equações desacopladas, utilizando uma mudança de coordenadas.(Chopra, 1995) Assim, e para se efetuar o cálculo, transformaremos as matrizes de massa e de rigidez em matrizes diagonais, designadas de Matriz de Massa Modal ( $M^*$ ) e Matriz de Rigidez Modal ( $K^*$ ). Esta transformação leva-nos a um sistema de “n” graus de liberdade a “n” equações, onde cada uma delas funciona como sistema de um grau de liberdade para cada modo de vibração.

O processo de transformação de matrizes em matrizes diagonais é simples, basta para isso multiplicar a transposta da matriz dos modos de vibração pela matriz a tornar diagonal. De seguida, voltamos a multiplicar pela matriz dos modos de vibração. Este processo encontra-se esquematizado na expressão (3.9) e (3.10) para cada uma das matrizes.

$$M^* = \phi^T * M * \phi \quad (3.9)$$

$$K^* = \phi^T * K * \phi = \begin{bmatrix} k_{1,1} & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & k_{2,2} & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & k_{n-1,n-1} & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & k_{n,n} \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

Dada à divisão do sistema já efetuada, podemos passar ao cálculo do coeficiente de amortecimento para cada modo de vibração. Assim, sabemos que o coeficiente de amortecimento depende do amortecimento estrutural, da massa e da frequência natural, cuja sequência de cálculo deste capítulo permitiu calcular.

$$C = \xi * 2 * m * w \quad (3.11)$$

Podemos simplificar, então, a expressão anterior, uma vez que a frequência natural é igual à raiz quadrada do quociente entre a rigidez e a massa. Como o cálculo se procede com matrizes modais,

significa que este é efetuado entre elementos separados da matriz. Assim, dado que a matriz de massa modal é normalizada em relação à massa, surge a seguinte simplificação:

$$w = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.12)$$

$$C = \xi * 2 * m * w = \xi * 2 * \sqrt{k} \quad (3.13)$$

Com estes parâmetros determinados, passamos agora à obtenção da Matriz de Amortecimento Modal, explicita na expressão matricial (3.14).

$$C^* = \begin{bmatrix} 2\xi\sqrt{k_{1,1}} & 0 & \dots & 0 & 0 \\ 0 & 2\xi\sqrt{k_{2,2}} & \dots & 0 & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & 2\xi\sqrt{k_{n-1,n-1}} & 0 \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 2\xi\sqrt{k_{n,n}} \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

Localizando-nos no problema, nesta fase, depois de caracterizados todos os parâmetros da estrutura, queremos obter, a matriz de amortecimento clássica que similarmente à matriz de massa que dependia da matriz de massa modal e, de igual forma, em relação à rigidez, a matriz de amortecimento modal também depende da matriz de amortecimento. Não obstante, o cálculo terá que se efetuar de ordem inversa ao apresentado em (3.9) e (3.10) e vem que:

$$C^* = \Phi^T * C * \Phi \Leftrightarrow C = (\Phi^T)^{-1} * C^* * \Phi^{-1} \quad (3.15)$$

A ortogonalidade das matrizes permite que seja possível determinar a inversa da matriz dos modos de vibração.

$$\Phi^{-1} = M^{*-1} * \Phi^T * M \quad (3.16)$$

$$(\Phi^T)^{-1} = M * \Phi * M^{*-1} \quad (3.17)$$

Substituindo (3.15) e (3.16) na expressão (3.14), obtemos a matriz de amortecimento:

$$C = (M * \phi * M^{*-1}) * C^* * (M^{*-1} * \phi^T * M) \quad (3.18)$$

Nesta fase, todos os parâmetros físicos e dinâmicos da estrutura estão caracterizados (Chopra, 1995).

### 3.2 MATRIZES DE AMORTECIMENTO NÃO CLÁSSICAS

A possível existência de níveis de amortecimento diferente ao longo dos pisos leva a que a matriz de amortecimento seja “não-clássica”. Temos, como exemplo para este caso, a interação de solo com a estrutura, onde os amortecimentos da estrutura podem variar entre 2%, 5% e 10%, já o solo pode variar entre 15% e 20%. Também o caso em que se colocam amortecedores em pórticos ou em diversas estruturas.

Como foi referido acima, a própria estrutura tem um coeficiente de amortecimento natural, e tem que entrar no cálculo da matriz de amortecimento. Como o seu valor normalmente é reduzido, teremos que adicionar sistemas de controlo dinâmico para melhorar a resposta dinâmica.

Dado a adição de sistemas de controlo, a matriz de amortecimento total será, então, a soma de duas matrizes de amortecimento, a natural da estrutura e a adicional, devido aos sistemas de controlo,  $C_0$  e  $C_d$ , respetivamente.

$$C = C_0 + C_d \quad (3.19)$$

#### 3.2.1. DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA DO SISTEMA COM AMORTECIMENTO NÃO CLÁSSICO

Com a adição de matrizes não clássicas, deixamos de ter diagonalidade na matriz de amortecimento clássica e, assim sendo, a sobreposição modal clássica não pode ser feita. Neste caso, a integração de equações diferenciais em intervalos de tempo discretos é vantajosa e preferível.

Neste trabalho optou-se por utilizar a formulação de estado na determinação da resposta dinâmica.

#### 3.2.2. FORMULAÇÃO DE ESPAÇO DE ESTADO

Este método é uma forma alternativa à resolução de equações de equilíbrio dinâmico, que pode ser utilizado quando a matriz de amortecimento “C” é não diagonal, já que trabalha com as matrizes reais do sistema e não com matrizes modais. Também se torna aplicável este método quando as forças aplicadas a um sistema variam num intervalo discreto ao longo do tempo. O objetivo principal será avaliar o deslocamento dos pisos com e sem amortecimento na estrutura, quando esta está submetida a uma ação sísmica gerada aleatoriamente, que produz forças sem variação conhecida ao longo do tempo.

Em relação a este método, podemos distinguir, então, três variáveis: as variáveis de estado, as variáveis de entrada e as variáveis de saída (Moutinho, 2007). As variáveis de estado caracterizam o sistema num dado instante do tempo.

Devido às ações exteriores, serão geradas novas variáveis de entrada que, por fim, vão dar acesso a uma nova análise do estado do sistema – variáveis de saída. Este processo de trabalho é efetuado passo a passo.

Se um sistema tem “n” graus de liberdade, este método considera “2n” equações de 1ª ordem, cujas incógnitas presentes são “n” deslocamentos e “n” velocidades, relacionadas com os diferentes graus de liberdade, como esta representado em (3.20).

$$x(t) = \begin{pmatrix} u_1(t) \\ u_2(t) \\ \vdots \\ u_{n-1}(t) \\ u_n(t) \\ \dot{u}_1(t) \\ \dot{u}_2(t) \\ \vdots \\ \dot{u}_{n-1}(t) \\ \dot{u}_n(t) \end{pmatrix} \quad (3.20)$$

Na presença de forças exteriores ao sistema, também se considerou um vetor representativo das mesmas com “m” linhas, que estão ligadas às “m” variáveis de entrada. Relacionadas com estas mesmas variáveis de entrada, estarão as “p” variáveis de saída disponíveis para medida.

$$u(t) = \begin{pmatrix} F_1(t) \\ F_2(t) \\ \vdots \\ F_{m-1}(t) \\ F_m(t) \end{pmatrix} \quad (3.21)$$

$$y(t) = \begin{pmatrix} y_1(t) \\ y_2(t) \\ \vdots \\ y_{p-1}(t) \\ y_p(t) \end{pmatrix} \quad (3.22)$$

Apresentaremos abaixo, agora, as matrizes que caracterizam o método a ser explicado. Começemos pela Matriz de Estado, representada por [A], a Matriz de Entrada [B] e a Matriz de Saída [C<sub>s</sub>] – ter em consideração que a matriz C<sub>s</sub> não é a Matriz de Amortecimento. Para a obtenção das matrizes anteriormente citadas, precisamos de ter definidas a Matriz de Massa, Matriz de Rigidez e Matriz de Amortecimento da estrutura. A relação apresenta-se abaixo.

$$A = \begin{bmatrix} 0 & I \\ -M^{-1} * K & -M^{-1} * C_s \end{bmatrix} \quad (3.23)$$

$$B = \begin{bmatrix} 0 \\ M^{-1} * J \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

Usadas as designações habituais, M, K e C representam a Matriz de Massa, Matriz de Rigidez e Matriz de Amortecimento, respetivamente. A matriz I, representa a Matriz Identidade de dimensões “n” x “n”. Pelas expressões apresentadas anteriormente concluímos, de forma imediata, que a matriz A, terá de dimensões “2n” x “2n”.

A matriz J serve para localizar as variáveis de entrada, e por essa razão, a mesma é constituída pelo número de linhas igual ao número de graus de liberdade, assim como o número de colunas é igual ao número de variáveis de entrada do sistema. Dessa forma, a matriz B será de dimensões “2n” x “m”. Esta matriz constitui-se apenas por valores nulos ou unitários, onde o primeiro representa a inexistência e o segundo a existência de variável de entrada.

As variáveis para o sistema são definidas segundo um intervalo de tempo, dessa forma, e presente a Formulação de Espaço de Estado, que como já referido trabalha passo a passo, deduzimos que para outro instante de tempo existirão novas variáveis de estado e de entrada. Assim sendo, a resposta do instante seguinte depende da resposta no instante anterior. Definimos, então, um espaço de tempo que, devido ao facto explicito anteriormente, terá que ser mais preciso e, quanto mais curto, maior terá que ser a precisão de cálculo de resposta. A resolução da equação de estado leva à seguinte formulação:

$$x(t + \Delta t) = E * x(t) + G * u(t) \quad (3.25)$$

Da análise da equação anterior é possível verificar a dependência de um dado instante de tempo do anterior instante de tempo. Por essa razão, as condições iniciais do sistema devem estar caracterizadas – normalmente o sistema encontra-se em repouso. A matriz E depende apenas da Matriz de Estado e do intervalo de tempo considerado, como se apresenta de seguida na expressão (3.26).

$$E = e^{\Delta t * A} \quad (3.26)$$

Pelas razões apresentadas, a Matriz E terá de dimensões “2n” x “2n”, onde “n” é o número de graus de liberdade, tal como apresentado anteriormente. Assim, a matriz G vai depender não só da Matriz de Estado e do intervalo de tempo, como também da Matriz de Entrada. De forma a simplificar todos os cálculos adjacentes, proceder-se-á à simplificação de G.

$$\begin{aligned} G &= \left( \int_0^{\Delta t} E \, d\Delta t \right) * B = [A^{-1} * e^{\Delta t * A}]_0^{\Delta t} * B = (A^{-1} * e^{\Delta t * A} - A^{-1}) * B \\ &= [A^{-1} * (e^{\Delta t * A} - I)] * B = [A^{-1} * (E - I)] * B \end{aligned} \quad (3.27)$$

Como as matrizes que caracterizam a estrutura quanto à massa, rigidez e amortecimento não variam com o tempo, a matriz de estado não irá variar e, por consequência,  $E$  não varia também. Sabemos, também, que a matriz de entrada, de igual forma, também não varia com o tempo, por todas estas razões apresentadas anteriormente,  $G$  não variará com o tempo. O que levará a uma alteração dependente do tempo são apenas as variáveis de entrada e as variáveis de estado do sistema no instante anterior (Chaves, 2010; Chopra, 1995).

O Quadro 3 apresentado de seguida, refere de forma simplificada o método e sequência de cálculo desta Formulação de Espaço de Estado para um sistema de “ $n$ ” graus de liberdade. O objetivo do seguinte quadro é uma melhor sintetização do processo para simplificação da sua aplicação.

Quadro 3 - Processo de Cálculo através da Formulação de Espaço de Estado

1	Definir condições iniciais
1.1	$u = 0 \quad \dot{u} = 0 \quad \ddot{u} = 0$
1.2	Definir matriz $J$
1.3	Selecionar intervalo de tempo
1.4	Obter $A$ e $B$
1.5	Através de $A$ e $B$ , chegar a $E$ e $G$
2	Para cada instante de tempo “ $t$ ”
2.1	$x(t)$
2.2	$u(t)$
2.3	$X(t + \Delta t)$
3	Refazer o passo 2, substituindo o instante “ $t$ ” por “ $t + \Delta t$ ” - Instante seguinte

# 4

## CÁLCULO DE AMORTECEDORES VISCOSOS EM PÓRTICOS SUBMETIDOS A AÇÕES DINÂMICAS (SISMO)

### 4.1. PREÂMBULO

Tal como já foi referido no capítulo 2, o uso de amortecedores viscosos, tanto em edifícios novos como na sua reabilitação, tem vindo a aumentar. O seu uso apresenta algumas vantagens em relação a outros sistemas de controlo.

Para que o seu uso seja favorável, além de ser fácil a sua aplicação, o processo de cálculo tem que ser claro, para dessa forma não gerar dúvidas sobre o amortecimento calculado. Nos amortecedores viscosos o cálculo é simplificado e direto, facto que leva a que sejam evitadas iterações para dimensionamento.

Em edifícios reabilitados não existe grande liberdade estrutural, sendo que os amortecedores viscosos e as diferentes formas de fixação do mesmo facilitam essa vertente de adição de amortecimento à estrutura.

Com a introdução destes sistemas de amortecimento, existe uma componente de amortecimento adicional que se pretende quantificar ao longo deste capítulo. Uma componente do regulamento de ações sísmicas EC8 também será considerada ao longo deste capítulo, como forma de análise do pórtico em estudo.

### 4.2. MATRIZ DE AMORTECIMENTO

A matriz de amortecimento de um pórtico permite avaliar a capacidade de dissipar a energia do mesmo, assim, e como referido no capítulo anterior, existem duas componentes da matriz de amortecimento, onde uma se refere ao amortecimento estrutural natural do pórtico e a outra é referente aos sistemas de controlo em número e localização existentes no pórtico.

Com a matriz  $C_0$  correspondente ao amortecimento natural, apenas falta quantificar a matriz de amortecimento adicional  $C_d$ . Para a obtenção da matriz referida, pode invocar-se novamente um sistema mecânico de vários graus de liberdade, no entanto, desta vez, o sistema contém amortecedores, tal como comprova a Figura 17.

Existe uma semelhança entre o cálculo da matriz de amortecimento e o cálculo da matriz de rigidez, explicado anteriormente no capítulo 3.1.2, pois neste caso também existe uma relação de dependência do deslocamento do grau de liberdade com os graus de liberdade adjacentes.

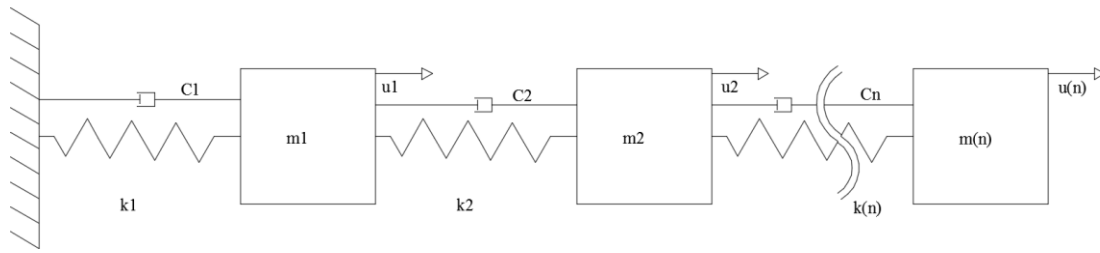


Figura 17 - Sistema mecânico, com amortecedores, para "n" graus de liberdade

O estudo irá ser efetuado para amortecedores viscosos colocados na diagonal de cada piso do pórtico em análise. Na Figura 18 apresenta-se um pórtico simbólico e representativo do caso em estudo:

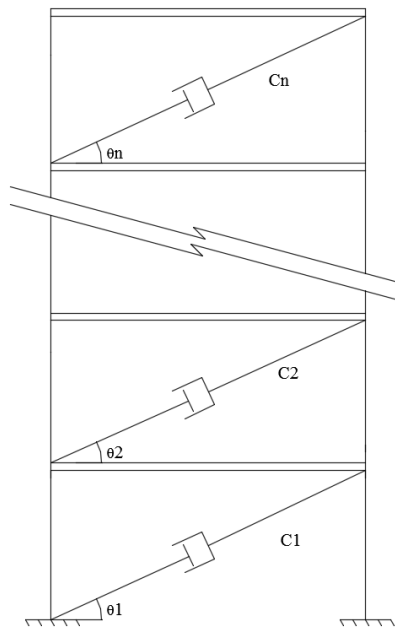


Figura 18 - Pórtico genérico com sistema de controlo de vibração - amortecedores viscosos

O amortecedor, quando colocado no pórtico, exerce forças opostas ao movimento e, dado que a colocação do mesmo é na diagonal entre dois pisos, este irá interferir no grau de liberdade do piso superior e inferior. Assim como foi feito para a obtenção da matriz de rigidez, acontece de forma semelhante neste processo de cálculo, mas como o amortecedor está na diagonal, existe uma correção angular a considerar (ângulo que o amortecedor faz com a horizontal). Apenas a componente do eixo horizontal do amortecedor interfere no movimento do piso e, como as cargas aplicadas ao nível dos pisos são também horizontais, a componente do ângulo toma, então, dupla influência nesta matriz, ficando o elemento de correção ao quadrado.



$$C_d = \begin{bmatrix} C_1 * \cos^2 \theta_1 + C_2 * \cos^2 \theta_1 & -C_2 * \cos^2 \theta_1 & \dots & 0 \\ -C_2 * \cos^2(\theta_1) & C_2 * \cos^2 \theta_1 + C_3 * \cos^2 \theta_1 & \dots & 0 \\ 0 & -C_3 * \cos^2 \theta_1 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & -C_n * \cos^2 \theta_{n-1} \\ 0 & 0 & \dots & C_n * \cos^2 \theta_n \end{bmatrix} \quad (4.1)$$

No caso de todos os amortecedores estarem colocados com o mesmo ângulo com a horizontal, podemos simplificar a matriz colocando em evidência o “ $\cos^2 \theta$ ”. Esta simplificação surge pelo facto de a maioria dos pórticos serem homogéneos e com medidas semelhantes entre pisos.

$$C_d = \begin{bmatrix} C_1 + C_2 & -C_2 & \dots & 0 \\ -C_2 & C_2 + C_3 & \dots & 0 \\ 0 & -C_3 & \dots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \dots & -C_n \\ 0 & 0 & \dots & C_n \end{bmatrix} * \cos^2(\theta_1) \quad (4.2)$$

Pela substituição na equação (3.19) torna-se fácil chegar à Matriz de Amortecimento Final do pórtico, ou como se designará em diante, Matriz de Amortecimento Efetivo.

É de notar que a posição e ângulo de colocação do amortecedor irá influenciar bastante esta matriz de amortecimento adicional e, por similaridade, influencia o movimento do piso do pórtico.

Sabemos, então, que o valor de “ $\cos^2 \theta$ ” é sempre inferior à unidade à exceção de considerar o amortecedor colocado na horizontal e, nesse caso, o amortecedor para um mesmo deslocamento estará disposto a esforços menores que um mesmo amortecedor na diagonal. Concluímos, assim, que a capacidade do amortecedor é mais explorada quando este está na horizontal e, se assim for, o mesmo não precisa de ser extremamente sobredimensionado.

É exemplo de um amortecedor colocado na horizontal o amortecedor que se encontra apresentado na Figura 6 b). Estes tipos de amortecedores denominam-se de amortecedores colocados em “V” e, como é visível na imagem, o amortecedor efetua ligação entre os perfis de montagem e o pórtico completamente na horizontal.

Apesar da conclusão de bom funcionamento do amortecedor na horizontal, para o presente trabalho adotou-se a colocação diagonal dos sistemas de amortecimento, dado que esta é a abordagem mais corrente quando se incorporam estes sistemas em edifícios. Refiro, no entanto, que no contexto de Portugal o uso de sistemas de controlo ainda está numa fase embrionária e aplicam-se principalmente a hospitais, onde as ações dinâmicas não podem ser muito significativas.

### 4.3. AMORTECIMENTOS MODAIS

Para a obtenção do amortecimento efetivo de uma estrutura, podem seguir-se várias abordagens distintas. A fórmula simplificada apresentada em (4.3.2) pode levar a uma validação do problema, quando utilizada a formulação de espaço de estado e, assim, pode haver o despiste de possíveis erros cometidos ao longo do cálculo.

É sabido também que, em geral, o primeiro modo de vibração é o mais representativo, no entanto, a análise será efetuada para os três primeiros modos de vibração. O primeiro modo representa em grande parte das situações cerca de 95% dos deslocamentos de piso de um pórtico (com pisos rígidos).

#### 4.3.1. FORMULAÇÃO DE ESTADO

Podemos salientar que, neste capítulo, a Matriz de Estado, caracterizada no capítulo (3.3.1) assume uma importância elevada.

A dependência de parte da matriz de estado da matriz de amortecimento está presente no caso em que não existe sistema de controlo, assim como na presença deste.

Uma característica importante da matriz de estado tem a ver com valores próprios. complexos, de onde é possível obter o amortecimento e também a frequência natural de cada modo de vibração.

As dimensões da matriz de estado são “n” x “n” e desta surgem então, “2n” valores próprios. A divisão deste numero em parte real e imaginária leva à obtenção do produto do amortecimento pela frequência natural amortecida da estrutura e à frequência natural da estrutura, respetivamente.

$$v = \begin{cases} -\xi_1 * w_1 \pm wd_1 i \\ -\xi_2 * w_2 \pm wd_2 i \\ \vdots \\ -\xi_{n-1} * w_{n-1} \pm wd_{n-1} i \\ -\xi_n * w_n \pm wd_n i \end{cases} \quad (4.3)$$

Como a frequência amortecida depende inteiramente do amortecimento e da frequência natural da estrutura, expressão (4.4), pode calcular-se, então, o amortecimento e a frequência natural da estrutura para cada modo de vibração. De facto, considerando de forma genérica o valor próprio  $-x \pm y$ :

$$wd = w * \sqrt{1 - \xi^2} \quad (4.4)$$

$$\begin{cases} \xi_g * w_g = x \\ w_g * \sqrt{1 - \xi_g^2} = y \end{cases} \quad (4.5)$$

#### 4.3.2. FÓRMULA SIMPLIFICADA

É uma forma simples de obter o amortecimento efetivo de uma estrutura depois de esta possuir sistema de amortecimento viscoso. A sua simplicidade dá nome ao método e vai permitir comparar o método anterior e validar os valores para o pórtico em estudo.

Baseado no regulamento americano FEMA356, este só permite que seja calculado o amortecimento efetivo por esta fórmula para o primeiro modo de vibração. No entanto, e por proximidade ao método anterior, será avaliado para os três primeiros modos. A linearidade do problema é também uma característica necessária, o que neste caso está em pleno acordo, uma vez que o comportamento do pórtico assumido é linear.

Tal como a matriz de amortecimento total, o amortecimento efetivo é a soma do amortecimento natural com o amortecimento adicional, daí vem a seguinte expressão:

$$\xi_{\text{eff}} = \xi_0 + \xi_d \quad (4.6)$$

Assim segundo o FEMA 365, o amortecimento associado à adição de amortecedores viscosos numa estrutura  $\xi_d$  é dependente da energia dissipada pelo amortecedor genérico “g” ( $W_g$ ) e da Energia Potencial Elástica do pórtico ( $W_k$ ) (ASCE, 2000).

$$\xi_d = \frac{\sum(W_g)}{2\pi * \sum(W_k)} \quad (4.7)$$

Em numerador temos então a Energia Potencial Elástica do pórtico, sendo que esta é igual ao somatório dos deslocamentos relativos dos pilares (drift entre pisos) multiplicados pelo esforço transversal existente nos mesmos. Em suma, não é mais do que o somatório da rigidez dos pilares, que exercem forças opostas ao movimento relativo dos pisos. Quanto à energia dissipada pelo amortecedor, pode ser obtida por:

$$\sum(W_g) = \sum(\pi * C_g * u_g^2 * w) = \frac{2\pi^2}{T} * \sum(C_g * u_g^2) \quad (4.8)$$

Pelo facto de na maior parte dos casos o primeiro modo de vibração representar cerca de 95% dos deslocamentos totais, será elaborado uma análise modal às duas parcelas referidas anteriormente. A Energia Potencial Elástica poderá simplificar-se a (4.9) e a Energia Dissipada pelo amortecedor genérico “g” por (4.10).

$$w_k = \phi_1^T * k * \phi_1 = \phi_1^T * w^2 * M * \phi_1 = \sum w^2 * m_i * \phi_i^2 = \frac{4\pi^2}{T} \sum(m_i * \phi_i^2) \quad (4.9)$$

$$\sum(W_g) = \frac{2\pi^2}{T^2} * \sum(C_g * \phi_{rg}^2 * \cos^2\theta_g) \quad (4.10)$$

O significado das variáveis apresentadas encontra-se no seguinte quadro.

Quadro 4 - Designação de variáveis - Formula simplificada

Variável	Designação
T	Período do primeiro modo de vibração
$m_i$	Massa do piso i
$\phi_i$	Deslocamento total do piso i
$C_g$	Coefficiente de amortecimento do amortecedor viscoso
$\phi_{rg}$	Movimento relativo do amortecedor (movimento entre os pisos ao qual o amortecedor se encontra aplicado)
$\theta_g$	Angulo formado entre o amortecedor e a horizontal

Simplificando vem que:

$$\xi_d = \frac{\frac{2\pi^2}{T^2} * \sum (C_g * \phi_{rg}^2 * \cos^2 \theta_g)}{2\pi * \frac{4\pi^2}{T} \sum (m_i * \phi_i^2)} \quad (4.11)$$

Para a obtenção dos deslocamentos pretendidos relativos e totais, invoca-se a matriz dos modos de vibração, onde é possível normalizar os modos de vibração, uma vez que, a fórmula inclui as componentes modais, tanto em numerador como denominador e, por esse facto, o resultado será o mesmo.

Não perdendo de vista o objetivo que é obter a fórmula simplificada com umas pequenas simplificações na expressão (4.11) e consecutiva substituição na expressão (4.6), vem, finalmente, a Formula Simplificada para dimensionamento de amortecedores viscosos em pórticos com comportamento linear (ASCE, 2000).

$$\xi_{eff} = \xi_0 + \frac{T * \sum (C_g * \phi_{rg}^2 * \cos^2 \theta_g)}{4\pi * \sum (m_i * \phi_i^2)} \quad (4.12)$$

#### 4.4. DETERMINAÇÃO DA RESPOSTA SÍSMICA DA ESTRUTURA DE ACORDO COM O EC8

##### 4.4.1. MÉTODO DE ANÁLISE POR FORÇAS LATERAIS

No documento EC8, referente à ação sísmica, não existe uma distinção explícita no que respeita a uma estrutura com e sem amortecimento. No entanto, o regulamento FEMA356 salienta-se que, na existência de amortecedores, a mesma estrutura passa a funcionar em regime elástico. Por outro lado, na ausência dos mesmos esta pode funcionar em regime plástico.

O estado de deformação elástico atinge menores deformações que o plástico, que se caracteriza por um dimensionamento em Estado Limite de Danos. Por esse motivo, o segundo leva a uma maior restrição

no dimensionamento da estrutura, tratando-se, de um dimensionamento para Estado Limite Último. No caso presente, e sabendo que estamos a analisar um pórtico, a restrição de dimensionamento anterior encontra-se presente no método das forças laterais, capítulo 4.3.3.2 do EC8 (Eurocode8, 2005).

O método anteriormente referido baseia-se na aplicação de forças exteriores em cada piso do pórtico. E, tal como nos é indicado no capítulo 4.3.3.2.3. (2) do EC8, a força lateral a aplicar por piso é obtida pela expressão indicada na expressão (4.13), onde  $s_i$  e  $s_j$  representam os deslocamentos das massas  $m_i$  e  $m_j$  no modo de vibração fundamental.  $F_b$  representa a força de corte sísmica na base do edifício.

$$F_i = F_b * \frac{s_i * s_j}{\sum (s_j * m_j)} \quad (4.13)$$

Quase todos os elementos da equação anterior são conhecidos. Os deslocamentos são obtidos pelo modo de vibração que, pelo facto de na equação estar em numerador e denominador, pode ser normalizado de qualquer maneira. As massas são também conhecidas e, assim sendo, apenas a força de corte sísmico na base não está definida neste momento.

A força de corte basal, presente em 4.3.3.2 do EC8, está relacionada com o facto de existir controlo de vibrações ou não, assim, no primeiro caso a força vai depender da aceleração determinada pelo espectro de resposta elástica  $S_e$ , expresso em (4.14). No segundo caso, a força irá depender da aceleração determinada pelo espectro de cálculo para análise elástica através de (4.15).

$$F_b = S_e(T_1) * m * \lambda \quad (4.14)$$

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda \quad (4.15)$$

Das expressões acima,  $m$  representa a massa total do edifício,  $\lambda$  é o fator de correção, cujo seu valor pode ser de 0,85 ou 1,00, associado ao período de vibração do pórtico no primeiro modo de vibração. Apenas as acelerações espectrais se encontram por definir.

O espectro de resposta elástico horizontal,  $S_e$ , apresentado no capítulo 3.2.2.2 do EC8, depende do tipo de terreno onde o edifício se irá localizar. Essa divisão é, então, feita em cinco classes de terreno: A, B, C, D e E, sendo que para cada uma delas está associada uma equação.

A cada classe de terreno estão também associadas características de identificação, como é o caso das características geológicas do terreno, identificadas por três parâmetros – a velocidade média das ondas de corte  $v_{s,30}$ , o valor de NSPT (“Standard Penetration Test”) ou pela resistência não drenada  $c_u$ . O tipo de terreno fornece quatro parâmetros de cálculo, que definem em que zona do espectro se localiza e, assim, define a equação a usar, o  $S_{max}$ ,  $T_B(s)$ ,  $T_C(s)$  e  $T_D(s)$ . É referindo ainda em 3.1.2 do EC8, duas classes de terreno especiais,  $S_1$  e  $S_2$ , não aplicáveis a este trabalho.

O espectro de resposta elástico horizontal, adequado a sistemas que incorporam amortecimento, depende de uma correção do amortecimento  $\eta$ , dado no EC8 em 3.2.2.2. A expressão apresentada em (4.16) permite o seu cálculo:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} \geq 0.55 \quad (4.16)$$

Sabendo o amortecimento a aplicar na estrutura, limitado no EC8 por um valor máximo de 28%, obtido pela resolução da inequação anterior em ordem a  $\xi$ .

$$\sqrt{\frac{10}{(5 + \xi)}} = 0.55 \Leftrightarrow \xi = \frac{10}{0.55^2} - 5 = 28.06 \quad (4.17)$$

A aceleração à superfície para um dado terreno tem, também, que ser calculada. Como o seu valor numérico dependente da zona sísmica onde se localiza,  $a_g$  toma diferentes valores. No Anexo Nacional do EC8 é feita uma divisão do território de Portugal por zonas sísmicas,  $a_{gr}$ , e é apresentada uma figura muito conhecida para auxiliar essa divisão por zonas e por tipo de sismo (Figura 14). Visível na expressão 3.6,  $a_g$  depende de  $a_{gr}$  multiplicando o valor anterior por um fator  $\gamma_1$ , normalmente de valor unitário, mas que depende da classe de importância da estrutura.

$$a_g = \gamma_1 * a_{gr} \quad (4.18)$$

Conhecidos todos os parâmetros necessários, podemos partir para a definição do espectro de resposta elástico para as quatro situações, definidas pelas seguintes expressões (Eurocode8, 2005):

$$0 \leq T \leq T_B: S_e(T) = a_g * S * \left[ 1 + \frac{T}{T_B} * (\eta * 2.5 - 1) \right] \quad (4.19)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 \quad (4.20)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 * \left[ \frac{T_C}{T} \right] \quad (4.21)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_e(T) = a_g * S * \eta * 2.5 * \left[ \frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \quad (4.22)$$

Para a determinação do espectro de cálculo para a análise elástica, o processo de cálculo é semelhante, mas ainda existe um fator condicionante adicional: fator de comportamento,  $q$ .

O coeficiente de comportamento é um parâmetro que reflete o nível de ductilidade de uma estrutura, ou seja, é um valor que define a capacidade que uma estrutura tem de se deformar, provocando danos

aceitáveis, mas sem que entre em colapso (Chaves, 2010). Normalmente, o valor deste coeficiente está contido no intervalo  $[1.5; 3]$  e está relacionado com o tipo de estrutura e de material usado, dessa forma existe uma caracterização ao longo dos capítulos do regulamento EC8.

$$0 \leq T \leq T_B: S_d(T) = a_g * S * \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left( \frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.23)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g * S * \eta * \frac{2.5}{q} \quad (4.24)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = a_g * S * \eta * \frac{2.5}{q} * \left[ \frac{T_C}{T} \right] \geq \beta * a_g \quad (4.25)$$

$$T_D \leq T \leq 4s: S_d(T) = a_g * S * \eta * \frac{2.5}{q} * \left[ \frac{T_C * T_D}{T^2} \right] \geq \beta * a_g \quad (4.26)$$

Nas equações 4.25 e 4.26 existe um limite dependente de um fator  $\beta$ , que corresponde ao limite inferior do espetro de cálculo horizontal. No nosso país toma o valor de 0.2.

Fica concluído o processo de cálculo de forças laterais. Para cada análise devem ser tidos em conta os dois tipos de ação sísmica e os valores respetivos, dependentes do tipo de terreno e zona sísmica são apresentados no Anexo Nacional do EC8. Obtidos então os valores das forças laterais, adotamos os mais condicionantes que podem ser associados quer à ação sísmica Tipo I como à Tipo II.

Pela análise da Figura 19, podemos notar que Portugal está dividido em seis zonas, para o primeiro caso, e três zonas para o segundo caso, de onde, em geral a zona norte do país é menos afetada pela atividade sísmica. Contudo, esse grau cresce conforme se desce no mapa atingindo o grau mais elevado no Algarve, onde existe uma certa similaridade para a ação sísmica Tipo II.

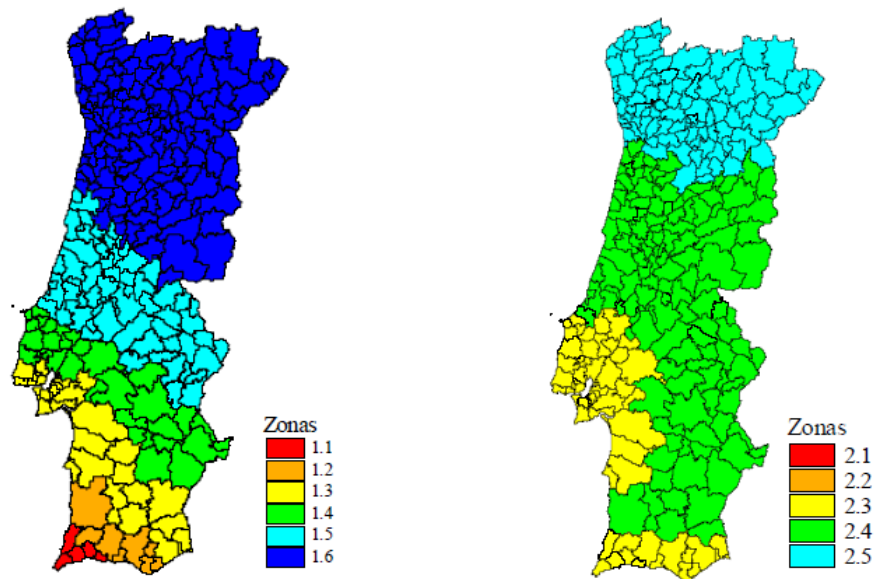


Figura 19 - Zonamento sísmico em Portugal Continental - a) Sismo Tipo I; b) Sismo Tipo II (Eurocode8, 2005)





# 5

## DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO

### 5.1. PREÂMBULO

Neste capítulo, pretende-se chegar a um modelo do pórtico metálico e caracterizar o respetivo projeto de execução, para que mais tarde a sua construção seja permitida e nele seja possível efetuar diversos ensaios de sistema de controlo dinâmico.

Numa primeira componente será escolhido o perfil a usar no pórtico. É de notar, também, que o pórtico tem que possuir características que o tornem ajustável a diferentes formas de análise de vibrações, assim como possibilitar o uso de diferentes sistemas de controlo.

### 5.2. DIMENSIONAMENTO DO PÓRTICO METÁLICO

Para que pórtico possua uma vertente multifacetada é importante pensar desde uma fase inicial em todos os possíveis pormenores e, assim, podermos antever futuras aplicações de componentes, bem como o uso de diferentes tipos de sistemas passivos, pois como já foi referido esse é o principal tema a estudar na mesa vibratória.

A própria altura do pórtico está restringida pelo espaço livre no laboratório que, devido à ponte rolante, limita a altura total máxima do conjunto pórtico mais mesa vibratória a 4,40m. Como a mesa vibratória possui 0,90m de altura, foi pensada uma altura total para o pórtico de 3,00m, dessa forma é possibilitada ainda a introdução de isoladores de base nos existentes 0,50m e, também permite uma folga superior para que seja possível a introdução de mecanismos de análise sem que estes interfiram no normal funcionamento da ponte de transporte de material.

Com uma dimensão geral para o pórtico, imerge a duvida no número de pisos a considerar, que foi fixado em três, para que o pórtico seja mais representativo de um número maior de estruturas com a maior número de modos de vibração existentes.

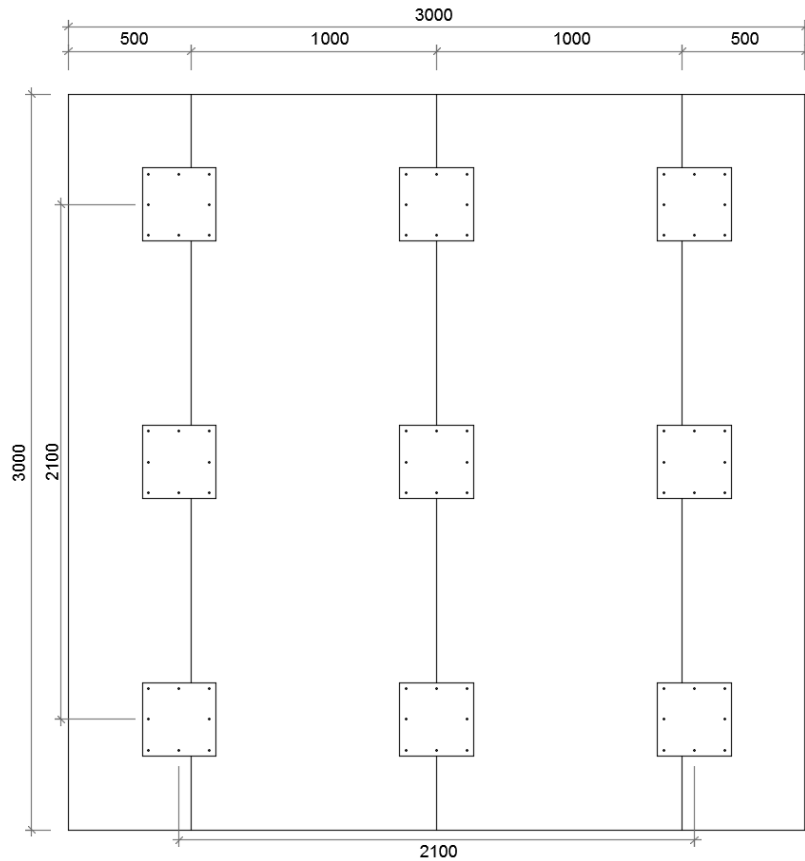


Figura 20 - Vista superior da mesa sísmica e dos aparelhos de ligação dos pilares [mm]

Analisando as dimensões da mesa e as dimensões presentes entre as peças de ligação do pórtico à mesa vibratória, chegamos a um valor de 2.10m entre eixos dos pilares mais distantes entre si como demonstra a Figura 20.

A restrição dimensional imposta quase que induz uma forma equilibrada entre a relação altura e largura. Com os 3 pisos (1,00x2,10m de parede) esse aspecto fica verificado.

Dando saliência a todas as restrições colocadas anteriormente obtemos, então, as seguintes dimensões para o pórtico:

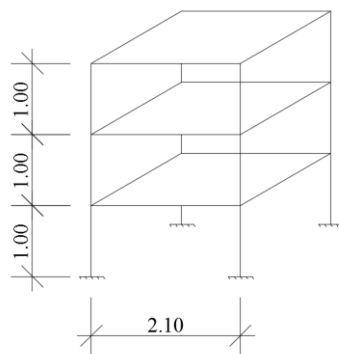


Figura 21 - Esquema geral do Pórtico a dimensionar

Agora, resta definir uma secção para o mesmo. Devemos considerar um perfil metálico que seja adequado a usar em toda a estrutura de forma a simplificar a montagem do mesmo e, assim, proporcionar que o uso do mesmo seja simples.

Partiu-se de duas situações a estudar, HEB100 e IPE100, de características diferentes entre si. Sabe-se que, por norma, o primeiro perfil é caracterizado por ser mais rígido que o segundo e, por isso, a estrutura prevê-se mais rígida com o seu uso. A rigidez mais elevada no HEB100 está associada aos dois eixos  $x$  e  $y$ .

### 5.2.1. ANÁLISE DO PÓRTICO POR SOFTWARE DE CÁLCULO E PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Numa análise prévia em SOLVIA e depois de modulada a estrutura pensada, obtiveram-se os modos de vibração e respetivas frequências naturais para o pórtico, segundo o eixo de menor inércia. Para uma modulação mais próxima da realidade, adotou-se vigas infinitamente rígidas para representar o efeito da laje no que respeita à rigidez no seu próprio plano. O peso das lajes foi considerado localmente junto à união dos pilares e vigas dado que a laje apenas se vai apoiar neste local.

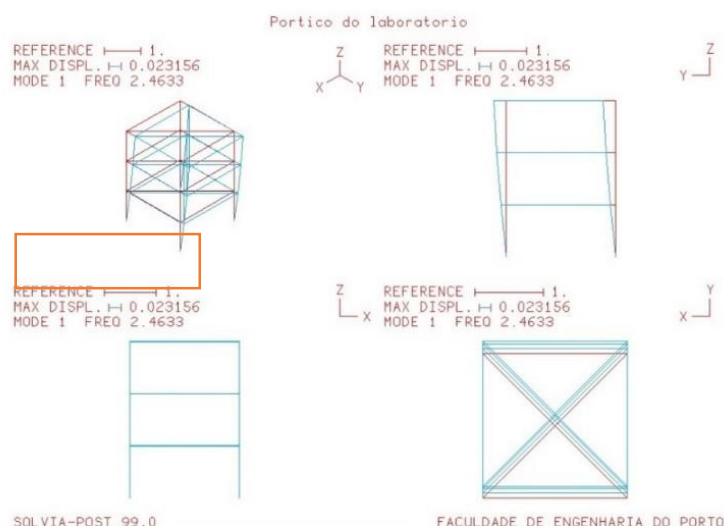


Figura 22 - Primeira frequência para IPE100 - Conteúdo de ecrã de SOLVIA

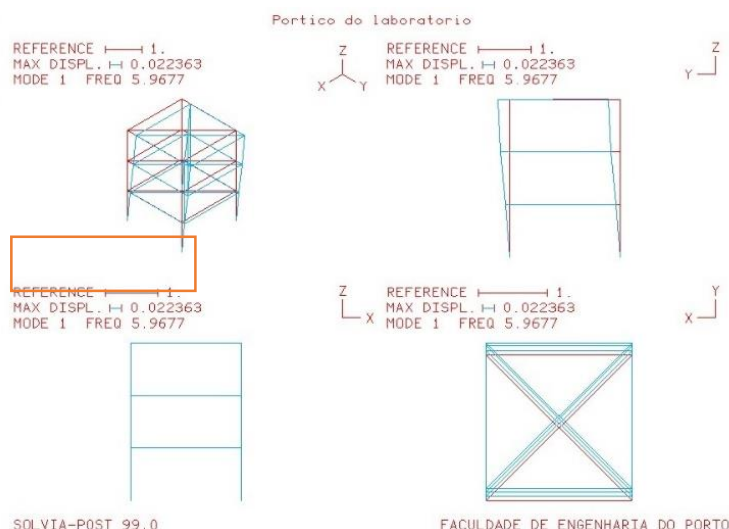


Figura 23 - Primeira frequência para HEB100 - Conteúdo de ecrã de SOLVIA

O quadro seguinte sintetiza os valores obtidos no SOLVIA desde a primeira até à quinta frequência, fazendo distinção entre os dois perfis metálicos considerados.

Quadro 5 - Frequências de Vibração do pórtico considerando 2 perfis diferentes para o sentido de menor inércia – Solvia Software

Frequências (Hz)	Perfil Metálico		
	IPE100	HEB100	Caraterização do movimento segundo
1 <sup>a</sup>	2.46	5.97	y
2 <sup>a</sup>	4.23	7.52	rotacional
3 <sup>a</sup>	4.98	7.68	x
4 <sup>a</sup>	7.20	18.91	y
5 <sup>a</sup>	10.96	24.51	y

Comparando com o modelo executado em ROBOT, mostra-se a similaridade das frequências obtidas e presentes Quadro 6.

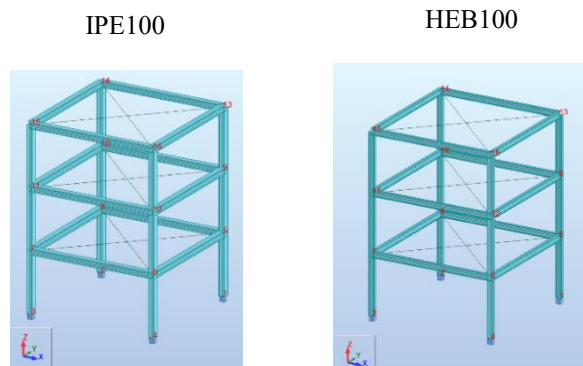


Figura 24 - Esquema Pórtico 3D – Conteúdo do ecrã do Robot

Seguindo os mesmos modos de apresentação anteriores, apresentam-se abaixo as frequências obtidas para os modelos considerados:

Quadro 6 - Frequências de Vibração do pórtico considerando 2 perfis diferentes para o sentido de menor inércia – Robot Software

Frequências (Hz)	Perfil Metálico		
	IPE100	HEB100	Caracterização do movimento
1 <sup>a</sup>	2.47	5.99	y
2 <sup>a</sup>	3.95	6.87	Rotacional
3 <sup>a</sup>	4.96	7.55	x
4 <sup>a</sup>	7.20	18.90	y
5 <sup>a</sup>	10.94	22.97	y

Tal como esperado, a primeira frequência para o perfil metálico HEB100 é cerca de duas vezes superior e, bastante elevada para o nosso contexto específico, uma vez que o facto da frequência ser elevada, leva a que a rigidez da estrutura seja também mais alta. Por essa razão os deslocamentos dos pisos são reduzidos, por essa razão optou-se nesta fase por um perfil IPE100 para continuar a verificação dinâmica estrutural, pois este perfil conduziu a uma frequência de vibração mais próxima do valor pretendido para análise de vibrações.

Temos que ter em conta que para um movimento segundo o eixo de maior inércia e, por isso, mais rígido, se espera uma frequência mais elevada. Por outro lado, na outra direção de menor inércia, o movimento está associado a uma menor frequência e existirá uma maior facilidade da estrutura em se deformar.

Para uma análise de sistemas de controlo, que é o objetivo do presente trabalho, existe interesse em que os deslocamentos sejam significativos, para que seja visível a atuação dos mesmos no pórtico. Por essa razão, foca-se sobre a análise do pórtico representativo da direção de menor inércia y.

Neste caso é necessário, nesta fase, quantificar pesos próprios da estrutura, visto que não existem massas significativas nem cargas aplicadas além das provocadas pela ação do peso próprio. O peso estrutural tem grande importância no comportamento da estrutura.

Com o comprimento uniforme de todos os pilares e vigas da estrutura, torna-se fácil quantificar todo o peso da estrutura, como sintetiza o seguinte quadro os valores de cada elemento e o peso global da estrutura:

Quadro 7 - Medição de massas do pórtico

Elemento	Peso [kN]/unidade	Peso [Kg]
Pilar geral (x12)	9.8466	96.5952
Viga (x12)	20.6779	202.8499
Laje 8.50cm (x3)	97.3782	955.2800

Com as massas da estrutura calculadas, passa-se a definir, então, a matriz de massa da estrutura. Através da expressão (3.1), obtém-se a matriz de massa da estrutura, em toneladas, não esquecendo que cada piso incorpora uma laje, quatro pilares e quatro vigas. Surge então a seguinte matriz:

$$M = \begin{bmatrix} 1.055 & 0 & 0 \\ 0 & 1.055 & 0 \\ 0 & 0 & 1.055 \end{bmatrix} [t] \quad (5.1)$$

Para prosseguir a caracterização estrutural pela expressão (3.2) e (3.3), é necessário delinear a matriz de rigidez da estrutura que, pelo facto de esta ser regular em planta e altura, o cálculo simplifica-se bastante:

$$K_i = (4) * \frac{12 * 210e^6 * 1.592e^{-7}}{1.0^3} \simeq 1605 \text{ kN/m} \quad (5.2)$$

$$K = \begin{bmatrix} 3210 & -1065 & 0 \\ -1605 & 3210 & -1605 \\ 0 & -1605 & 1605 \end{bmatrix} [kN/m] \quad (5.3)$$

Com estes elementos definidos, chega-se às componentes modais do primeiro modo de vibração:

$$\hat{\Phi}_1 = \begin{Bmatrix} 0.7358 \\ 0.5900 \\ 0.3274 \end{Bmatrix} \quad (5.4)$$

Para o modo de vibração apresentado anteriormente, a frequência natural da estrutura é de 2.76 Hz, de onde é possível concluir que o período é de 0.36 s. Por ultimo, e para esta verificação, não se assume qualquer amortecimento adicional na estrutura.

Os elementos da estrutura têm que ser pensados para as possíveis ligações que se virão a fazer no mesmo e, por esse motivo, deve-se adotar desde esta fase um interesse focalizado nas possibilidades que possam surgir.

A simetria pode simplificar questões que se prendem à montagem do pórtico onde apenas os pilares da base serão diferentes e os restantes são versáteis ao ponto de se ajustarem a qualquer posição no pórtico. O mesmo acontece com as vigas.

A laje será apoiada em cantoneiras que se situarão próximas do nó pilar viga e, por essa razão, o seu peso foi simplificado por uma carga pontual em cada nó respetivo por cada ¼ de laje de área de influência.

Para uma análise segundo o EC8, referida anteriormente, chegou-se à quantificação dos esforços na estrutura pré dimensionada. No entanto, é de salientar que o estudo em questão não tem valor

significativo, pois o mesmo não escala as ações do EC8. Será, uma forma de obter uma ordem de grandeza, embora majorada, dos esforços na base.

Será considerada a zona do Porto por razões óbvias que se prendem com a localização final do pórtico e para que, na existência de um sismo real no local, o mesmo tenha um comportamento adequado.

A verificação efetuada foi ao nível da resistência dos materiais, onde se pretende que a tensão no aço seja inferior à máxima tensão suportada pelo perfil metálico. O aço adotado para este estudo é um S275.

$$\sigma_{\text{aço, flexão}} = \frac{M}{W_z} \quad (5.5)$$

### 5.3. ANÁLISE DO PÓRTICO SEGUNDO EC8

Depois de uma análise ao EC8, parte-se para o dimensionamento do pórtico através das expressões anteriormente apresentadas e depois de considerar três situações distintas, apresentadas no Quadro 8.

É de salientar, mais uma vez, que as forças obtidas por este método não sofreram qualquer efeito de escala e isso não será o mais correto, pois o regulamento está pensado para estruturas à escala natural.

Quadro 8 - Casos de análise no dimensionamento sísmico do pórtico

Localidade	
Parâmetros considerados	Porto
Tipo de terreno	A
Amortecimento	2
Classe de importância	III
Coefficiente de comportamento	2

Depois de caracterizada a zona sísmica, chega-se aos parâmetros definidos para um sismo TipoI e para um sismo TipoII.

Quadro 9 - Características do terreno tipo A

	$S_{\text{máx}}$	$T_b$ (s)	$T_c$ (s)	$T_d$ (s)
Tipo I	1.0	0.1	0.6	2.0
Tipo II	1.0	0.1	0.25	2.0

Quadro 10 - Características Sísmicas da zona considerada

Portugal Continental		Ação Sísmica			
Região	Designação	Tipo I		Tipo II	
		Zona Sísmica	Aceleração agR (m/s <sup>2</sup> )	Zona Sísmica	Aceleração agR (m/s <sup>2</sup> )
1	Porto	1.6	0.35	2.5	0.8

### 5.3.1. OBTENÇÃO DE ESFORÇOS NO PÓRTICO SEGUNDO EXPRESSÕES DO EC8

Depois de definidas as características estruturais, falta caracterizar a zona sísmica, que ficou retratada nos Quadros 9 e 10, definindo os parâmetros para os tipos de sismo I e II.

Agora é o momento de calcular as forças laterais, através da expressão (4.13). Assim, a análise será feita para um pórtico sem amortecedores, pela equação (4.24) e (4.25) para os sismos Tipo I e Tipo II, pela mesma ordem.

$$S_d(0.32) = 0.35 * 1 * 2 * \frac{2.5}{2} = 0.875 \quad (5.5)$$

$$S_d(0.32) = 0.8 * 1 * 2 * \frac{2.5}{2} * \left[ \frac{0.25}{0.32} \right] = 1.563 \quad (5.6)$$

Com as acelerações espectrais determinadas é o momento de calcular a força de corte sísmico pela equação (4.15). De igual forma, o cálculo é feito para os dois tipos de sismo (Tipo I e Tipo II – por esta ordem de apresentação em (5.7) e (5.8)).

$$F_b = 0.875 * 3.165 * 1 = 2.77 \quad (5.7)$$

$$F_b = 1.563 * 3.165 * 1 = 4.95 \quad (5.8)$$

Através dos valores obtidos, sabe-se que o sismo Tipo II é o mais gravoso e, por isso, será este o considerado para obtenção das forças a aplicar lateralmente em cada piso. Com a expressão (4.13) é possível chegar aos seguintes valores:



Quadro 11 - Força a aplicar em cada piso para sismo Tipo II

	Força (kN)
Piso 3	2.203
Piso 2	1.767
Piso 1	0.980

Agora aplica-se estas cargas correspondentes a cada piso do pórtico considerado e obtém-se os esforços aproximados no pórtico, não esquecendo que o pórtico em análise ao longo de todo o processo é segundo a direção de menor inércia e, por isso, a que possui deslocamentos mais elevados.

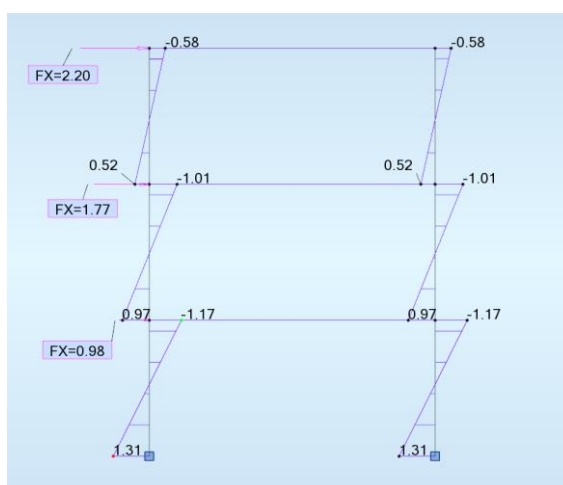


Figura 25 -Diagrama de momentos nos pilares do pórtico quando sujeito as cargas calculadas pelo método das forças laterais (Robot Software).

Com estas características consideradas, advêm os seguintes valores de momento na base do pórtico (ver Figura 25), pois esse será o valor mais gravoso ao qual a estrutura estará submetida devido a uma ação sísmica. O valor está apresentado no quadro seguinte e também a tensão instalada no aço (S275).

Quadro 12 - Cálculo da tensão à qual o pilar da base está sujeito

Porto	
Momento na base	1.31 (kN*m)
Tensão no aço	227 (MPa)
Tensão <sub>max</sub> no aço	239 (MPa)

Como apresentado no quadro anterior, o valor da tensão no aço, na eventualidade de ocorrer um sismo na zona considerada, com as características assumidas, o pórtico apresentará um comportamento satisfatório e não apresentará danos.

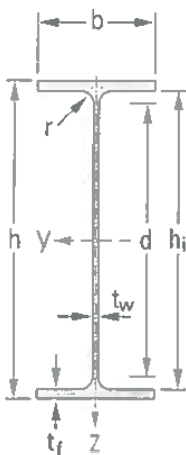
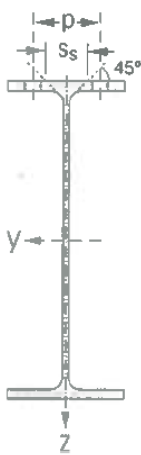
#### 5.4. PROJETO DE EXECUÇÃO DO PÓRTICO

É de interesse referir algumas características do perfil adotado para se prosseguir com a explicação do projeto do pórtico. Com base nas tabelas de especificações de perfis (tabelas Arbed) surge o seguinte resumo indicado no Quadro 13.

Como foi referido anteriormente, o pórtico deve ser dotado e pensado para permitir o ajuste de diversos sistemas de medição, bem como sistemas de controlo. Por isso, todo o projeto tem que ser pensado para que mais tarde o mesmo permita a aplicação de sistemas de controlo, assim como a suspensão de materiais de medição ou até mesmo o aumento da massa do piso.

O tipo de aço escolhido para o IPE100 foi o S275 e por simplificação e simetria estrutural, o pórtico será composto apenas por este tipo de perfil, tanto nas vigas como nos pilares.

Quadro 13 - Especificações IPE100

IPE 100		Características
		$A \text{ (cm}^2\text{)} = 10.32$
		$h \text{ (mm)} = 100$
		$b \text{ (mm)} = 55$
		$t_w \text{ (mm)} = 4.1$
		$t_f \text{ (mm)} = 5.7$
		$r \text{ (mm)} = 7$
		$I_y \text{ (cm}^4\text{)} = 171$
		$I_z \text{ (cm}^4\text{)} = 15.92$

Seguidamente, na Figura 26 e 27 apresentam-se duas vistas do pórtico montado, segundo as direções de diferente inércia. É visível a ligação entre pilares que se efetua na extremidade dos mesmos e um pouco acima do nível do piso, para permitir uma fácil montagem das vigas.

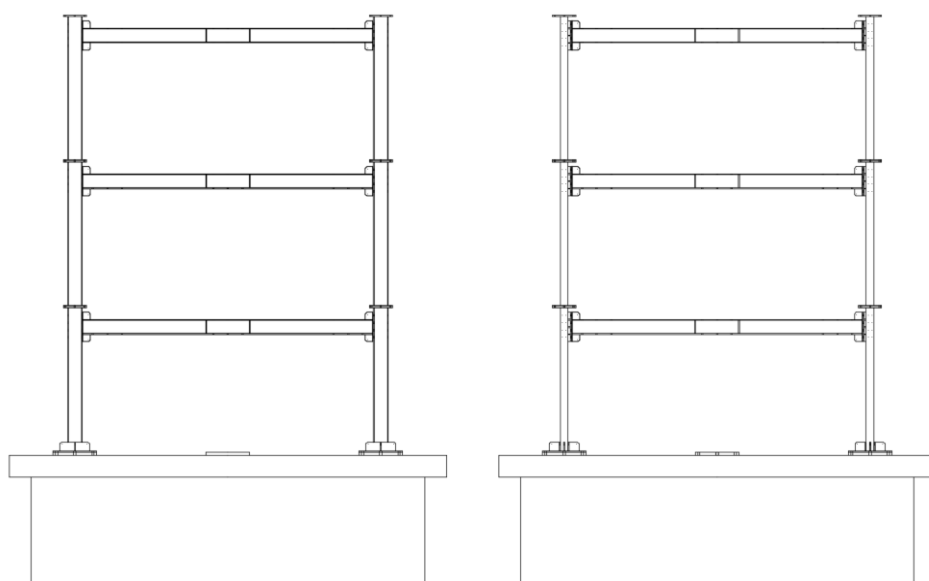


Figura 26 - Pórtico segundo eixo de maior inércia e de menor inércia, respetivamente a) e b)

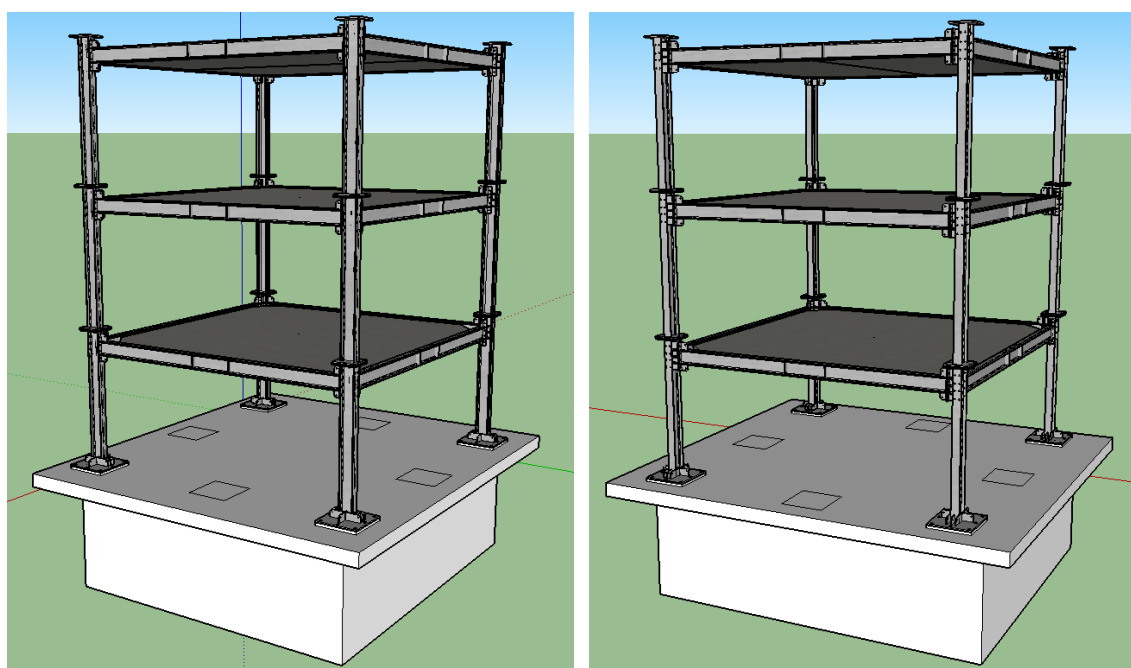


Figura 27 - Modelo 3D do Pórtico - conteúdo de ecrã de Sketchup (correspondente com a Figura 26)

Com a zona central do pilar com menor esforço, seria de preferir a ligação nesse mesmo local, no entanto e para que seja simplificada a montagem do pórtico com pilares exatamente com a mesma dimensão, a ligação foi feita um pouco acima do piso, para permitir o aperto de parafusos de fixação.

O facto de os quatro pilares da base apresentarem umas chapas de reforço no eixo onde existe uma maior concentração de esforço, leva a que exista uma pequena diferenciação entre os restantes pilares da estrutura. Os restantes pilares podem ser colocados sem ordem nem local definido, pois os mesmos possuem características e furações para que essa característica de uniformidade seja existente.

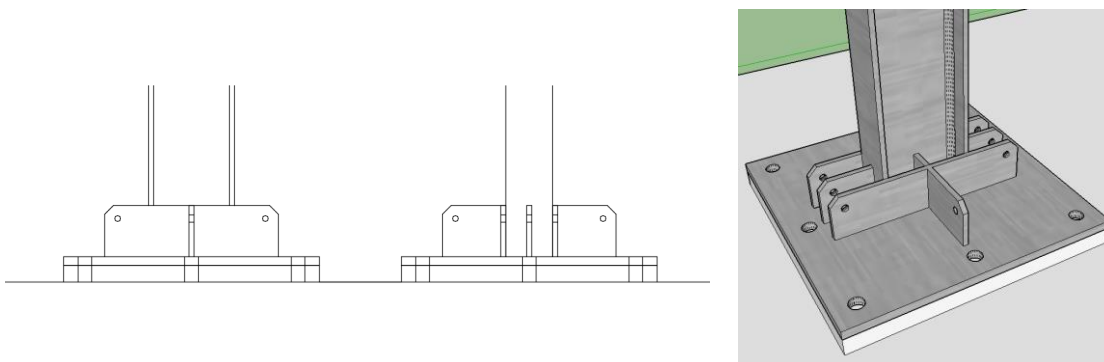


Figura 28 - Pormenor de ligação do pilar da base com a mesa sísmica

Como o contorno exterior de um perfil IPE100 não é quadrado, foi considerado um acréscimo em chapas de 6mm que permita perlongar o perfil, para que seja possível construir as vigas todas iguais e, com esse aumento, a distancia entre eixos seja, então, os 2.10m. É visível na Figura 29 o pormenor de ligação e as chapas de aumento, que permitem que a ligação do pilar com a viga em ambas as direções seja igual. A furação no pilar também é feita nas duas faces para permitir mais uma vez que o pilar seja generalizado e, dessa forma, cada pilar pode assumir qualquer lugar do pórtico.

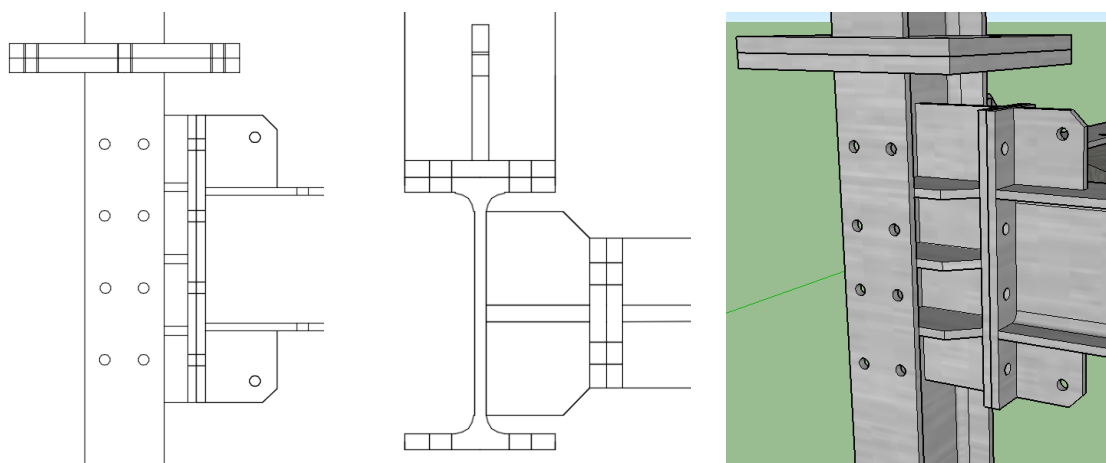


Figura 29 - Pormenor de ligação do pilar com a viga - vista lateral a), vista de cima b) e vista 3D

Na viga existem duas chapas próximas do meio vão para aumentar a resistência da mesma, não devido a problemas relacionados com a flexa máxima, mas sim por causa do possível acréscimo de massa a meio da viga, devido a equipamentos ou até mesmo à introdução de amortecedores viscosos em “V”. Ve-se, também, a existência de duas chapas de 6mm em cada extremidade da viga e esse local permitirá também a união dos sistemas de controlo ao sistema estrutural.

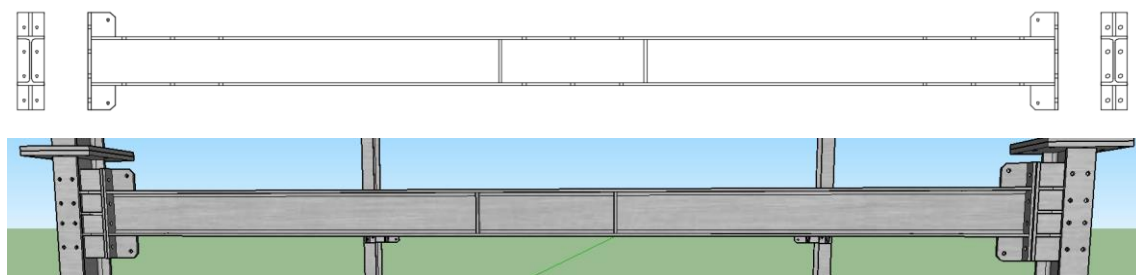


Figura 30 - Viga do Pórtico

Por último, o apoio da laje será feito apenas em quatro pontos, próximo da união entre pilar e vigas e será ligada através de um perfil em cantoneira de 80x80x8. Este elemento estará colocado em diagonal e será ligado às vigas no banzo inferior e interior, como está representado na Figura 31.

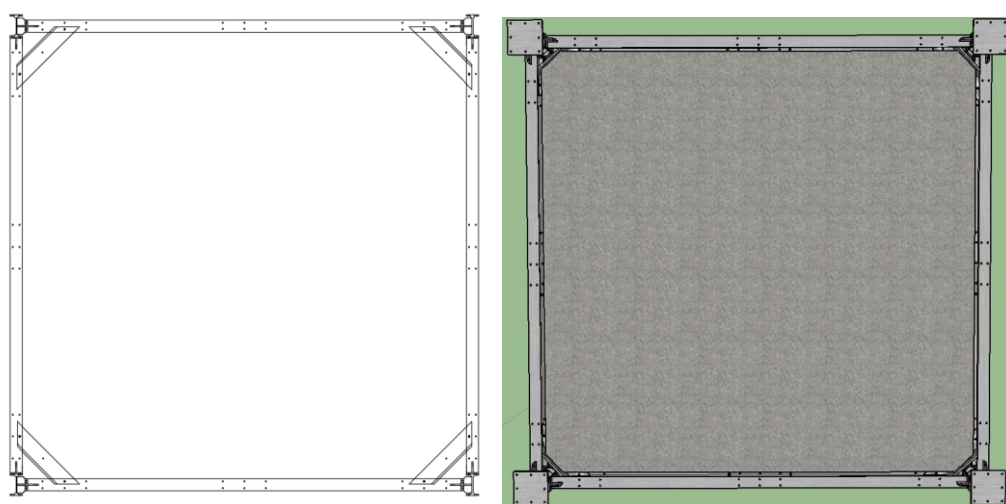


Figura 31 - Pormenor de apoio da laje no pórtico

A ligação da laje, que terá de espessura 8.5cm, será efetuada por apenas um parafuso que vai abraçar a laje e a cantoneira. A laje também estará perfurada com uma malha matricial para que possibilite adaptar quaisquer elementos.

Como as cantoneiras serão removíveis, existe a possibilidade de montar as lajes na estrutura com o uso da Ponte Móvel e, onde a entrada é efetuada por cima do pórtico. Em cada processo instalam-se as quatro cantoneiras de piso, depois coloca-se a laje do mesmo piso e por aí fora. A furação do centro da cantoneira será o local de onde a laje se fixará. Na Figura 32 é possível visualizar a cantoneira.

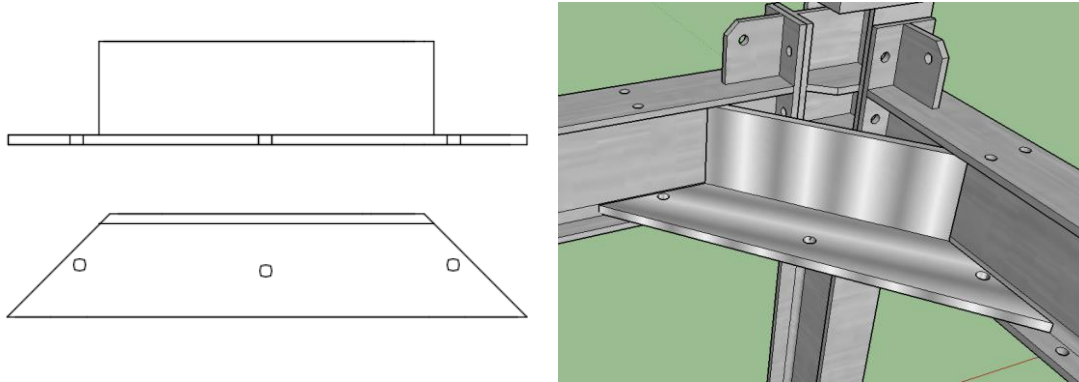


Figura 32 - Cantoneira 80x80x8 (mm) para suporte da laje

Depois de colocada a cantoneira para que seja possível a passagem da laje, esta tem que possuir uma reentrância nos vértices, isto devido à passagem pela ligação do pilar vs. pilar que sai fora do contorno do IPE100, para permitir a sua união e o aperto de parafusos. Na Figura 33 podemos visualizar essa característica da laje, bem como a malha de furação na mesma, que permite suspender vários elementos na mesma. As furações extremas próximas do vértice serão as que fazem a ligação entre a laje e a cantoneira de ligação.

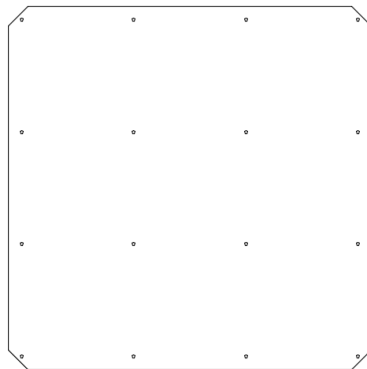


Figura 33 - Vista superior da laje

Com base nas considerações explicitas atrás, apresentam-se no Anexo 4 os pormenores do projeto de execução do pórtico em AutoCad, com todos os pormenores de execução e medidas descritas.

# 6

## COMPORTAMENTO DO PÓRTICO COM A ADIÇÃO DE SISTEMAS DE CONTROLO DE VIBRAÇÃO

### 6.1. PREÂMBULO

Neste capítulo, pretende-se avaliar a diferença no comportamento da estrutura quando submetida a uma ação dinâmica, sendo que a estrutura estará dotada de sistemas de controlo de vibrações para que auxiliem na resposta dinâmica do pórtico.

É de esperar que, com a introdução destes sistemas, sejam atingidos deslocamentos de piso significativamente menores, não fosse esse o objetivo pelo qual os mesmos são aplicados nas estruturas.

Começa-se por apresentar a introdução de amortecedores viscosos com diferentes tipos de possibilidade de colocação no pórtico e estabelecer uma comparação entre essas possibilidades, uma vez que se prevê que o número de amortecedores tenha uma relação não linear com a resposta estrutural.

Numa segunda fase, será objetivo chegar a um esquema de cores que permita situar qual a relação mais coerente entre rigidez e amortecimento ao qual se deve capacitar o isolamento de base para dessa forma se dimensionarem os aparelhos.

Com a introdução dos sistemas de controlo, o pórtico funcionará em regime elástico e, assim sendo, os danos causados aquando de uma ação dinâmica exterior serão reduzidos.

### 6.2. INTRODUÇÃO DE AMORTECEDORES VISCOSOS

#### 6.2.1. CARACTERIZAÇÃO DO PÓRTICO

##### 6.2.1.1 – Obtenção das Frequências Naturais e Modos de Vibração

A matriz de massa e rigidez do pórtico foi apresentada em (5.1) e (5.3). Com elas é possível obter os modos de vibração e as frequências naturais da estrutura. O software usado para esse efeito foi o Matlab e a folha de programação do mesmo encontra-se nos anexos.

Começa-se por chegar às frequências naturais da estrutura através da equação (3.4). Obtidas as frequências naturais, dividindo estas por  $2\pi$ , facilmente obtemos as frequências para cada modo de vibração, com unidade de Hz, equação (6.2).

$$w = \begin{Bmatrix} 17.36 \\ 48.63 \\ 70.18 \end{Bmatrix} [rad/s] \quad (6.1)$$

$$f = \begin{Bmatrix} 2.76 \\ 7.74 \\ 11.18 \end{Bmatrix} [Hz] \quad (6.2)$$

Então, através do subcapítulo 3.1.2, chegamos à matriz dos modos de vibração, que é a simples resolução de três sistemas, pois no pórtico existem três graus de liberdade.

$$\phi = \begin{bmatrix} 1 & 1 & 1 \\ 0.8018 & -0.5549 & -2.2466 \\ 0.4450 & -1.2469 & 1.8015 \end{bmatrix} \quad (6.3)$$

Através da normalização pela massa, chega-se à Matriz dos Modos de Vibração normalizadas em relação à massa.

$$\hat{\phi} = \begin{bmatrix} 0.7358 & -0.5909 & -0.3280 \\ 0.5900 & 0.3279 & 0.7369 \\ 0.3274 & 0.7368 & -0.5909 \end{bmatrix} \quad (6.4)$$

Pode-se, assim, com estes valores efetuar uma representação da deformada do pórtico, que se apresenta na figura seguinte:

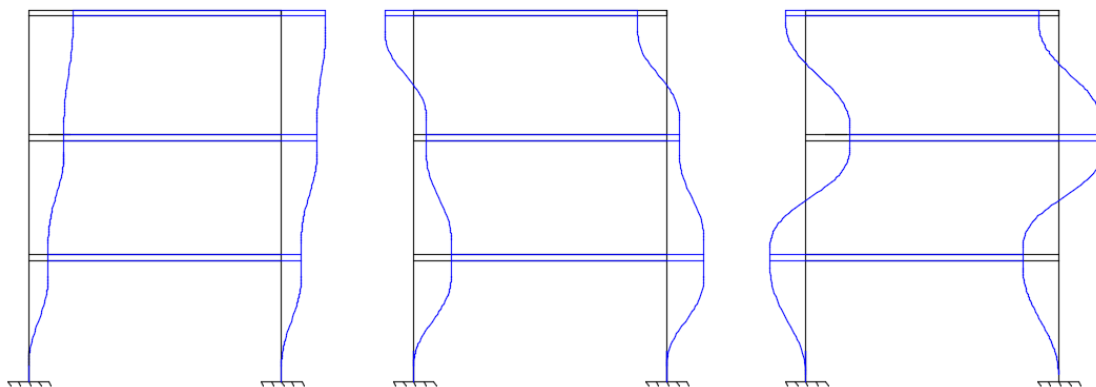


Figura 34 - Modos de vibração representados graficamente – a) 1º Modo; b) 2º Modo; c) 3º Modo



#### 6.2.1.2. Obtenção da Matriz de Massa, Rigidez e Amortecimento Modais

Com as matrizes deduzidas nos capítulos anteriores, chega-se às matrizes modais do pórtico, com a expressão (3.8) e (3.9) surge a Matriz de Massa Modal em (6.5) e a Matriz de Rigidez Modal em (6.6).

$$M^* = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} [t] \quad (6.5)$$

$$K^* = \begin{bmatrix} 0.3168 & 0 & 0 \\ 0 & 2.4947 & 0 \\ 0 & 0 & 5.2103 \end{bmatrix} [kN/m] \quad (6.6)$$

Com a matriz de massa modal diagonal, prova-se o cálculo correto para obtenção da mesma, ao passo que através da matriz de rigidez modal determinada é possível determinar as frequências naturais da estrutura. Neste sentido, consegue-se obter as frequências fazendo a raiz quadrada do quociente entre rigidez e a massa, e surge, então, em (6.7) as frequências naturais da estrutura:

$$\begin{cases} w_1 = \sqrt{0.3168} = 17.8000 \\ w_2 = \sqrt{2.4947} = 49.9465 \\ w_3 = \sqrt{5.2103} = 72.1827 \end{cases} [rad/s] \quad (6.7)$$

Por substituição de dados na matriz (3.13), determina-se a matriz de amortecimento modal, apresentada em baixo:

$$C^* = \begin{bmatrix} 0.7325 & 0 & 0 \\ 0 & 2.0525 & 0 \\ 0 & 0 & 2.9659 \end{bmatrix} [kN.s/m] \quad (6.8)$$

Por último e seguindo o processo de cálculo explícito no capítulo 3 e, segundo a expressão (3.17) chegamos à matriz de amortecimento da estrutura.

$$C = \begin{bmatrix} 2.2305 & -0.6533 & -0.1417 \\ -0.6533 & 2.0888 & -0.7950 \\ -0.1417 & -0.7950 & 1.4355 \end{bmatrix} [kN.s/m] \quad (6.9)$$

### 6.2.1.3 – Cálculo da Resposta do Pórtico, pela Formulação de Espaço de Estado (sem Amortecimento Adicional)

Depois de abordadas algumas das condições e matrizes necessárias à aplicação da formulação de espaço de estado, é altura de definir as restantes matrizes necessárias e, para isso, é necessário definir em primeiro lugar a matriz  $J$ . A matriz de estado  $A$  e a matriz de entrada  $B$  passam a estar definidas também. Com a carga aplicada em todos os graus de liberdade  $J$ , fica com dimensão 3 x 3 e semelhante à matriz identidade,  $A$  e  $B$  surgem então abaixo:

$$A = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ -3.0427 & 1.5213 & 0 & -0.0530 & 0.0261 & 0.0001 \\ 1.5213 & -3.0427 & 1.5213 & 0.0261 & -0.0529 & 0.0262 \\ 0 & 1.5213 & -1.5213 & 0.0001 & 0.0262 & 0.0268 \end{bmatrix} \quad (6.10)$$

$$B = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0.9479 & 0 & 0 \\ 0 & 0.9479 & 0 \\ 0 & 0 & 0.9479 \end{bmatrix} \quad (6.11)$$

Depois de determinadas as matrizes, passa-se ao último passo do processo de cálculo, tópico 1.5, apresentado no Quadro 3, onde se determina  $E$  e  $G$ .

$$A = \begin{bmatrix} 0.8796 & 0.0520 & 0.0053 & 0.00751 & 0.0011 & 0.0001 \\ 0.0520 & 0.8850 & 0.0573 & 0.0011 & 0.0076 & 0.0012 \\ 0.0053 & 0.0573 & 0.9369 & 0.0001 & 0.0012 & 0.0087 \\ -21.1019 & 8.2565 & 1.4733 & 0.5116 & 0.1926 & 0.0316 \\ 1.5213 & -19.6286 & 9.7298 & 0.1926 & 0.5433 & 0.2242 \\ 1.4733 & 9.7298 & -11.3721 & 0.0316 & 0.2242 & 0.7359 \end{bmatrix} \quad (6.12)$$

$$B = \begin{bmatrix} 3.93 * 10^{-5} & 3.59 * 10^{-6} & 2.73 * 10^{-7} \\ 3.59 * 10^{-6} & 3.96 * 10^{-5} & 3.87 * 10^{-6} \\ 2.73 * 10^{-7} & 3.87 * 10^{-6} & 4.32 * 10^{-5} \\ 7.09 * 10^{-3} & 1.02 * 10^{-3} & 1.06 * 10^{-4} \\ 1.02 * 10^{-3} & 7.19 * 10^{-3} & 1.13 * 10^{-3} \\ 1.05 * 10^{-4} & 1.13 * 10^{-3} & 8.21 * 10^{-3} \end{bmatrix} \quad (6.13)$$

Todas as matrizes estão definidas agora, prossegue-se com o processo de cálculo iniciando a integração passo a passo, onde o vetor de entrada é, ao longo do tempo, igual para cada grau de liberdade.

### 6.2.1.4 – Introdução de Amortecimento Adicional no Pórtico

Com a introdução de amortecedores viscosos no pórtico, algumas das matrizes indicadas anteriormente sofrem alterações.

No caso de estudo, serão analisados três casos de amortecimento, representados na Figura 35, onde no primeiro se encontra um sistema contendo três amortecedores, um em cada piso (caso a), no segundo caso um amortecedor no primeiro e segundo piso (caso b) e, por fim, apenas um amortecedor no piso inferior (caso c),.

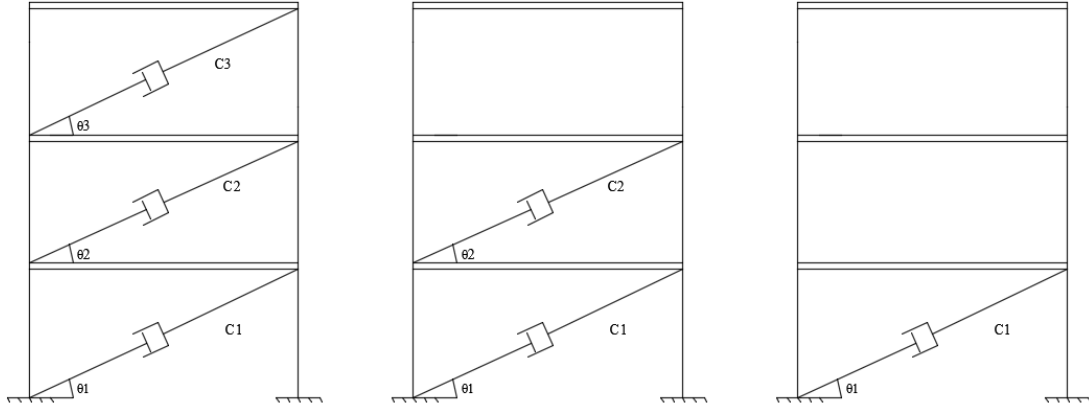


Figura 35 - Possibilidades consideradas na introdução de amortecedores no pórtico – Caso a), b) e c), respetivamente

Assim, a matriz de amortecimento adicional vem apresentada em (6.14) e varia de acordo com o caso considerado. O ângulo de colocação do amortecedor com a horizontal correspondente em todos os casos é o mesmo e corresponde a  $25.46^\circ$ .

É de notar que a rigidez introduzida por estas barras diagonais não foi considerada neste processo de cálculo.

$$C_d = \begin{bmatrix} C_1 + C_2 & -C_2 & 0 \\ -C_2 & C_2 + C_3 & -C_3 \\ 0 & -C_3 & C_3 \end{bmatrix} * \cos^2(25.46) \quad (6.14)$$

Por consequência, vem, então, que a matriz de amortecimento é dada por base na expressão (3.19):

$$C = \begin{bmatrix} 2.2305 + C_1 + C_2 & -0.6533 - C_2 & -0.1417 \\ -0.6533 - C_2 & 2.0888C_2 + C_3 & -0.7950 - C_3 \\ -0.1417 & -0.7950 - C_3 & 1.4355 + C_3 \end{bmatrix} \quad (6.15)$$

O valor do coeficiente de amortecimento pertence ao intervalo  $[0;30]$ , por saltos de  $2.5 \text{ kN*s/m}$ , onde será considerado um sismo gerado artificialmente. Da análise, surgem os gráficos apresentados na Figura 37, onde está representada a variação de deslocamento (drift) máximo de piso, com o amortecimento no eixo vertical (lado esquerdo) e, num segundo eixo vertical (lado direito), apresenta-se o valor máximo da força no amortecedor com a variação do coeficiente de amortecimento.

Para este estudo será considerada a média de dez sismos TipoI e dez sismos TipoII, para representar de forma mais abrangente todos os casos possíveis. Na Figura 36 é possível verificar o deslocamento dos

três pisos em relação ao ponto inicial numa estrutura sem amortecimento e, posteriormente, numa estrutura com amortecimento de 30kN.s/m. Os deslocamentos representados são absolutos.

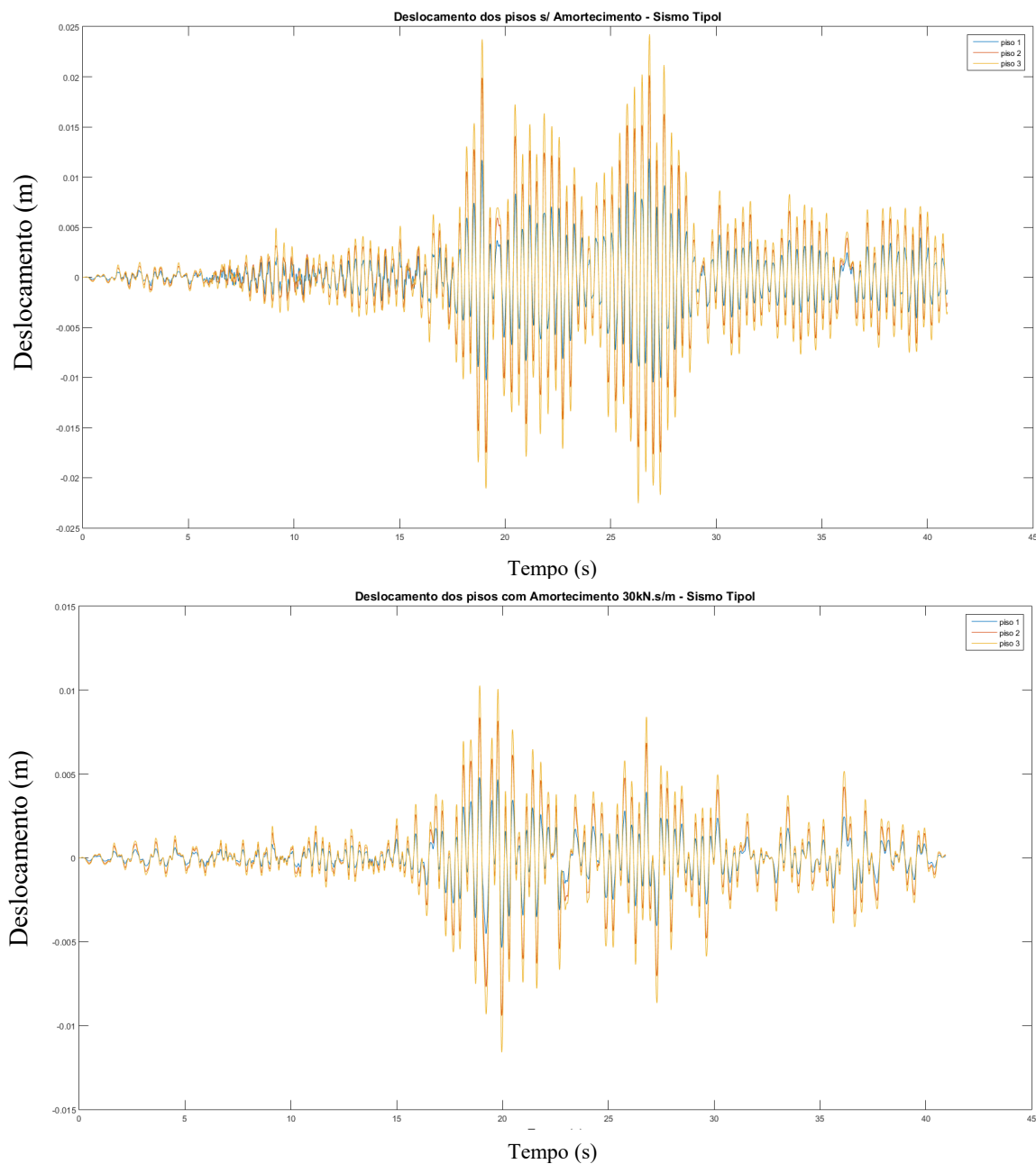


Figura 36 - Deslocamento dos pisos da estrutura quando sujeitos a um dos sismos do Tipol, sem amortecimento e com amortecimento de 30kN.s/m, respetivamente

É notória a diferença entre deslocamentos dos pisos do segundo caso para o primeiro e, efetivamente, é possível avaliar dizendo que com amortecimento os deslocamentos são reduzidos significativamente. Nos gráficos da Figura 36 estão representados os deslocamentos absolutos de todos os pisos, no entanto, para análise que se prossegue e, dado que na maioria dos casos o maior deslocamento relativo está relacionado com o primeiro piso, pode associar-se salientar a cor azul do gráfico da Figura 36 a este primeiro piso.

Apresenta-se, agora, de forma diferente o deslocamento máximo relativo obtido com diferentes níveis de amortecimento e respetiva força máxima exercida no amortecedor. Estes resultados estão representados nos gráficos da Figura 37.

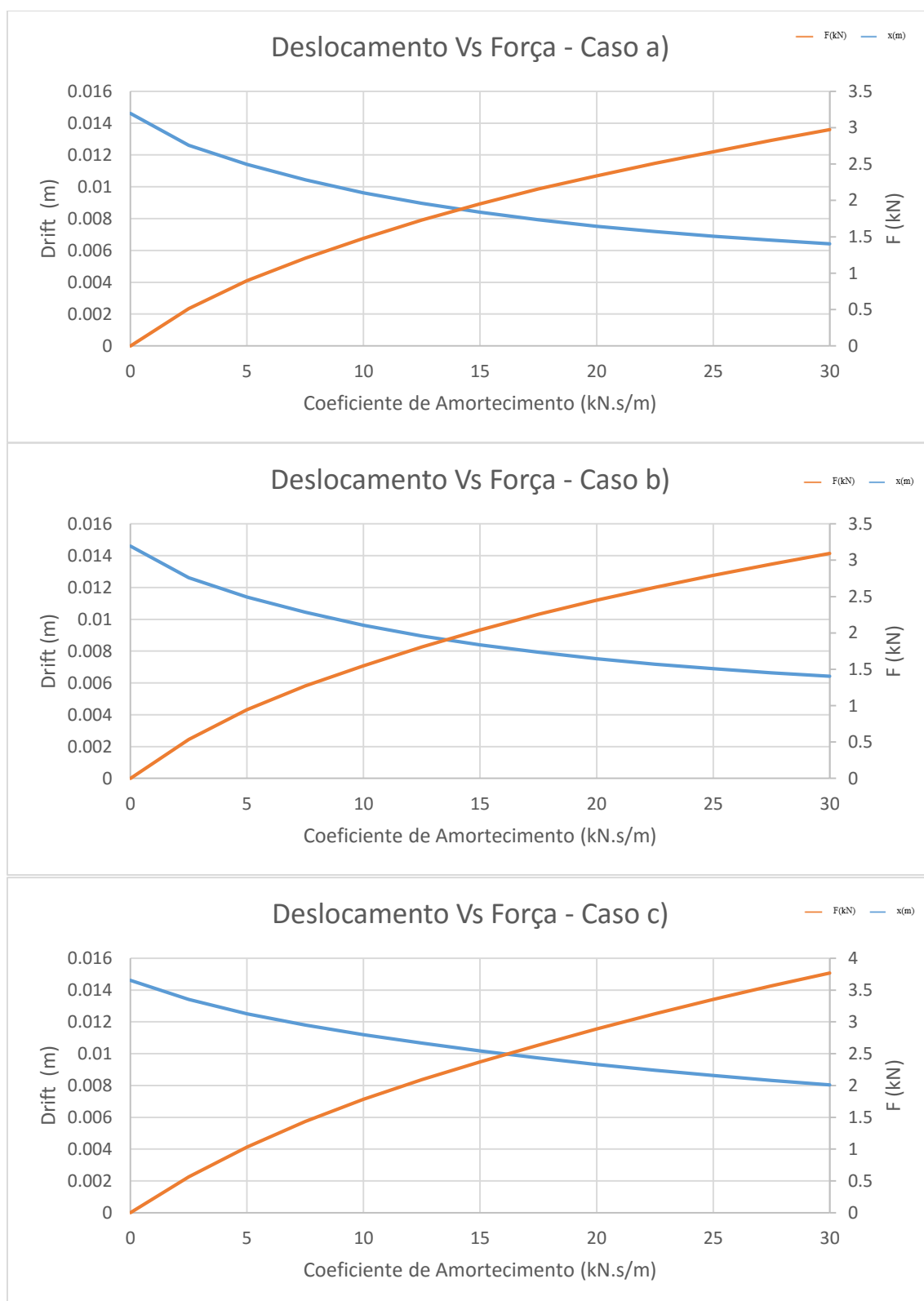


Figura 37 - Gráficos referentes à variação do coeficiente de amortecimento no pórtico - Deslocamentos Vs. Força

Pelo facto de neste caso o drift maior ocorrer sempre no primeiro piso, existe uma relação entre o drift máximo e o deslocamento absoluto do primeiro piso.

Da análise cuidada aos gráficos da Figura 37, podemos concluir, numa primeira fase, que quando o amortecimento aumenta os deslocamentos diminuem. Por outro lado, tal facto leva a que a força no amortecedor aumente com o aumento do coeficiente de amortecimento.

É possível, também, a cada nível de coeficiente de amortecimento conhecer o deslocamento máximo do piso e respetiva força no amortecedor.

Depois de analisados todos os gráficos, pode-se, então, comparar diferentes níveis de amortecimento entre si. Conclui-se que nos dois primeiros não existe uma diferença significativa entre o uso de amortecedores no *Caso a)* e no *Caso b)*. Tal facto deve-se a que o deslocamento de piso máximo se encontrar, em geral, no piso inferior e conforme se sobe em altura, o descolamento relativo ser em geral menor.

De forma a facilitar esta comparação surge, então, o gráfico da Figura 38, de onde é possível verificar os deslocamentos relativos máximos do piso, variando com o aumento de coeficiente de amortecimento. Neste sentido, verifica-se a quase coincidência entre o *Caso a)* e o *Caso b)*, no entanto, destas duas curvas para a curva representativa do *Caso c)*, apresenta-se uma diferença já considerável nos deslocamentos.

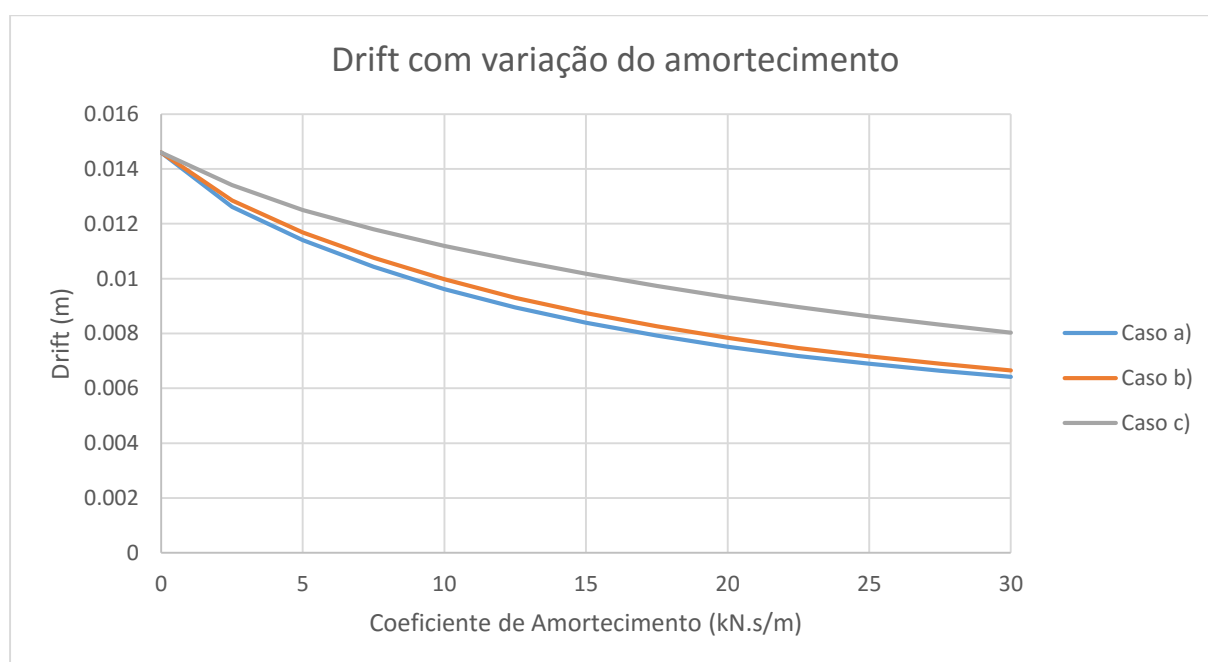


Figura 38 - Comparação do Drift nos 3 casos em análise

Por outro lado, pode também comprovar-se que ao se formar um gráfico semelhante ao anterior, mas onde se analisa a força nos amortecedores, verifica-se uma tendência que em tudo converge com os deslocamentos, ou seja, verifica-se que no *Caso a)* e *Caso b)* a força máxima que se gera no amortecedor é praticamente a mesma e próxima dos 3kN, ao passo que para o *Caso c)*, a mesma se encontra aproximadamente nos 4kN. Esta análise é possível no gráfico síntese que surge abaixo na Figura 39:

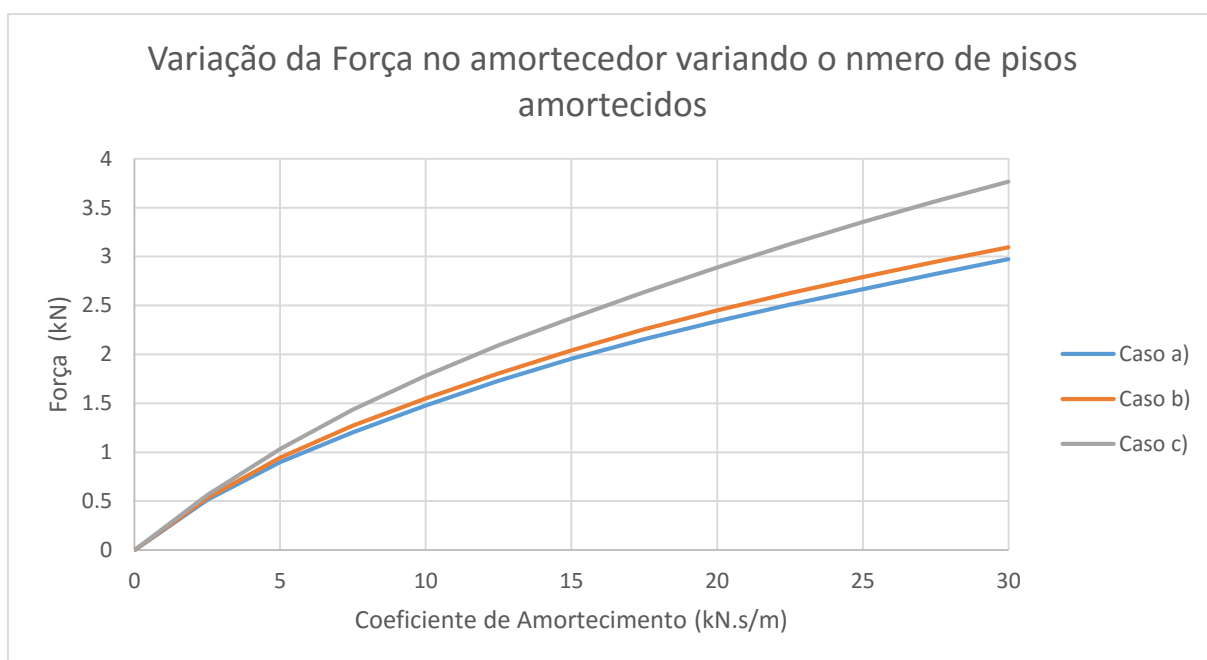


Figura 39 - Comparação da força do amortecedor nos 3 casos em análise

Para que seja possível quantificar a percentagem de amortecimento devido à introdução de sistemas de controlo, amortecedores viscosos, através da expressão apresentada em (4.5), podem ser sintetizados valores de amortecimento para diferentes coeficientes de amortecimento em cada um dos modos de vibração, e representar as curvas de variação da mesma.

Apresenta-se, primeiramente, a percentagem de amortecimento para os três modos de vibração com base no cálculo através da Formulação de Espaço de Estado.

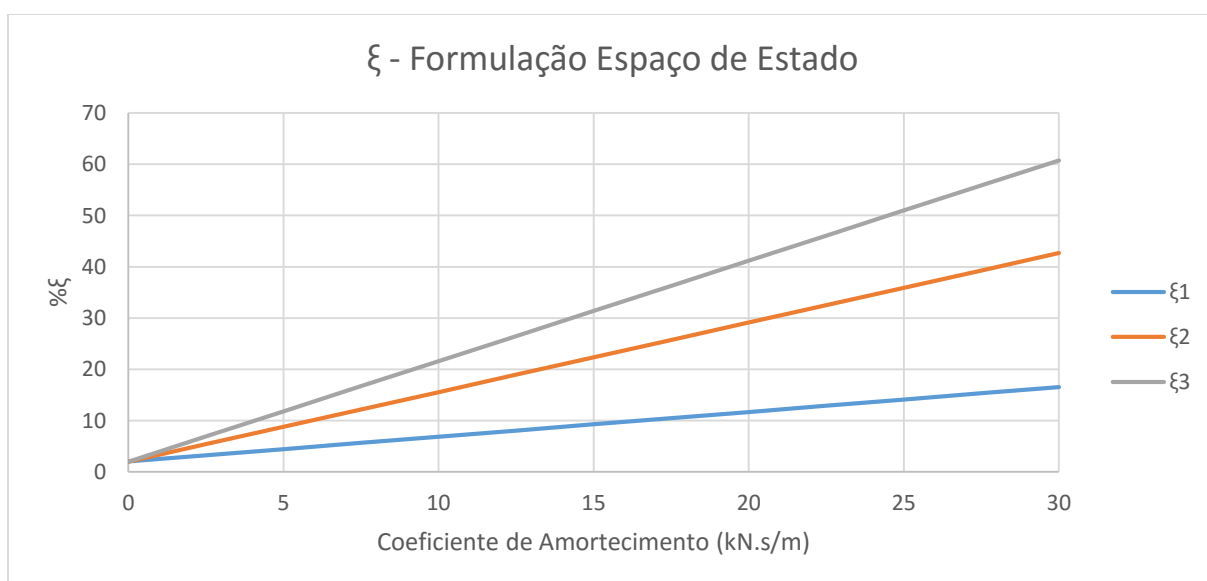


Figura 40 - Amortecimento segundo a Formulação de Espaço de Estado

Que tal com foi referido pode ser contraposta a outra formulação, presente na expressão (4.12), e denominada de fórmula simplificada, como já citado no decorrer no documento.

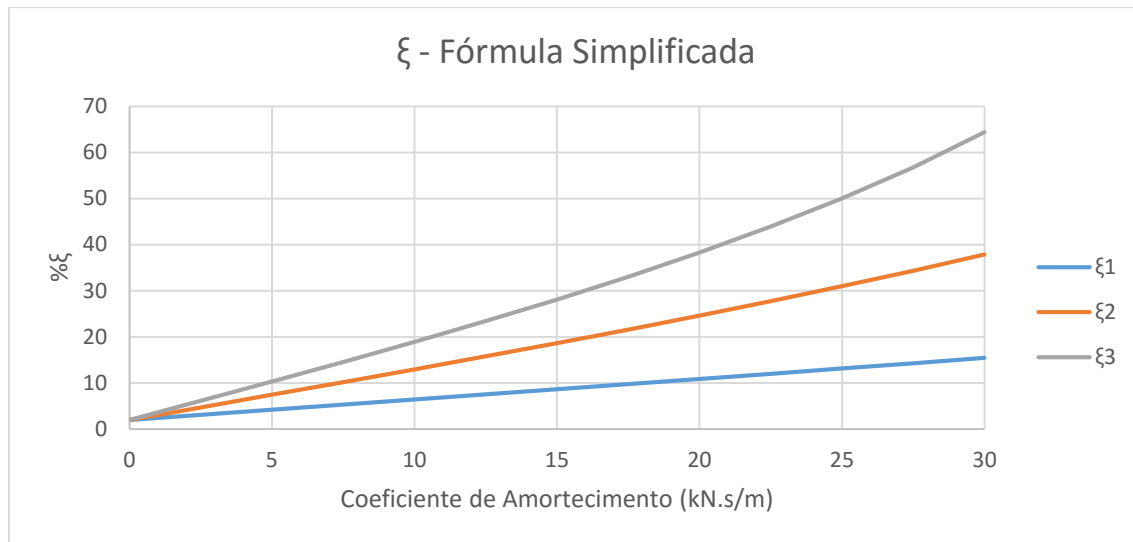


Figura 41 - Amortecimento segundo Formula Simplificada

Verifica-se pela proximidade de valores dos dois métodos que os cálculos estão corretos, no entanto, pode-se ainda interpolar valores como forma de confirmação aproximada.

Comparando os dados obtidos ao coeficiente de correção calculado segundo o EC8 e já retratado neste documento no Capítulo 4.3, expressão (4.16), que embora esteja normalizada para um amortecimento estrutural intrínseco de 5%, pode ser ajustado ao caso particular deste estudo, normalizando os valores para 2% de amortecimento.

Depois de normalizado e, considerando a mesma variação percentual de amortecimento adicional entre 0% e 30%, valor que corresponde aproximadamente ao valor máximo, pode apresentar-se o seguinte gráfico:

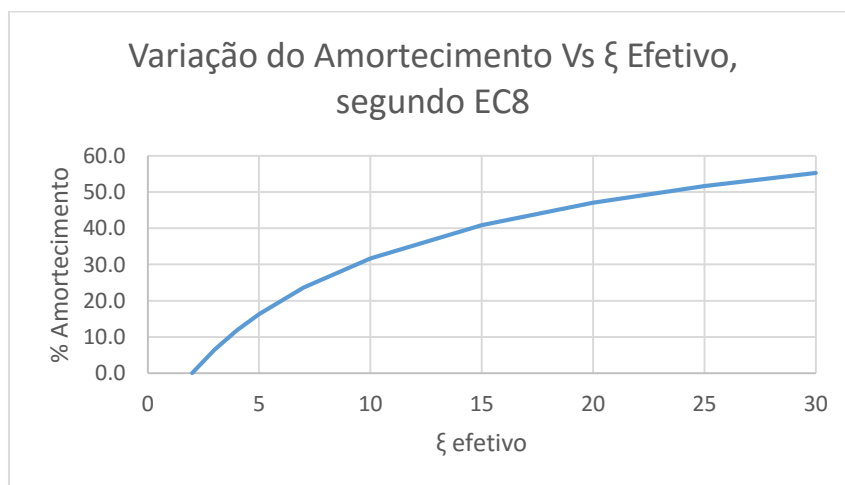


Figura 42 - Variação da Percentagem de Amortecimento Vs. Amortecimento Efetivo



Como um bom indicador de que os cálculos efetuados estão corretos, verifica-se que assumindo um coeficiente de amortecimento de 30kN.s/m, obtém-se um deslocamento da ordem dos 6.4mm para o *Caso a)*. Ora, segundo a fórmula simplificada, obtém-se uma percentagem de cerca de 15%, para o primeiro modo de vibração, de  $\xi$  efetivo. Assim sendo, e com base no gráfico da Figura 42, conclui-se que o valor de percentagem de amortecimento estrutural para um amortecimento efetivo de 15% aproxima-se dos 40.8%.

Retomando novamente o gráfico da Figura 37 *Caso a)*, no caso de inexistência de amortecimento adicional na estrutura, a mesma apresenta um deslocamento máximo do primeiro piso de 14.6mm. então vem:

$$\text{Deslocamento} = 14.6 * 0.408 = 5.96 \text{ mm} \approx 6.4 \text{ mm} \quad (6.16)$$

### 6.2.2. DIMENSIONAMENTO DO AMORTECEDOR VISCOSO

No subcapítulo anterior foi possível identificar a carga máxima que pode surgir nos amortecedores para três diferentes casos de colocação dos mesmos no pórtico. Agora é o momento de referir um possível amortecedor a ser utilizado como dissipador de energia do pórtico.

Dado que o valor obtido para a generalidade dos casos ronda no máximo um valor de 3,5kN, pode-se aferir um amortecedor que compreenda esta força no seu intervalo de funcionamento. Assim sendo, com capacidade entre os 2.5kN e os 9kN, o amortecedor RD-80-40-1MR é adequado para aplicar no nosso pórtico. É também versátil ao ponto de servir para ensaios de onde o número de amortecedores por piso pode variar de acordo com os modelos explícitos na Figura 35.

Na Figura 43 e 44 apresenta-se o amortecedor em questão e, como se pode verificar, as dimensões do mesmo são de moderadas a baixas, e isso é um bom exemplo que explica o porquê de este tipo de amortecedores ser adotado para sistemas de controlo de vibrações dinâmicas.



Figura 43 - RD-8040-1 MR Damper (Short Stroke)(LORD, 2016)

As medidas discriminadas e facultadas pelos fornecedores permitem que, posteriormente, se pense na forma de ligação e introdução dos amortecedores no pórtico. No entanto, como já foi referido, o facto de o mesmo possuir diversas furações e chapas de ligação em vários locais, facilitará a introdução destes. Na Figura 44, apresentam-se as dimensões para este amortecedor e o respetivo desenho AutoCad.

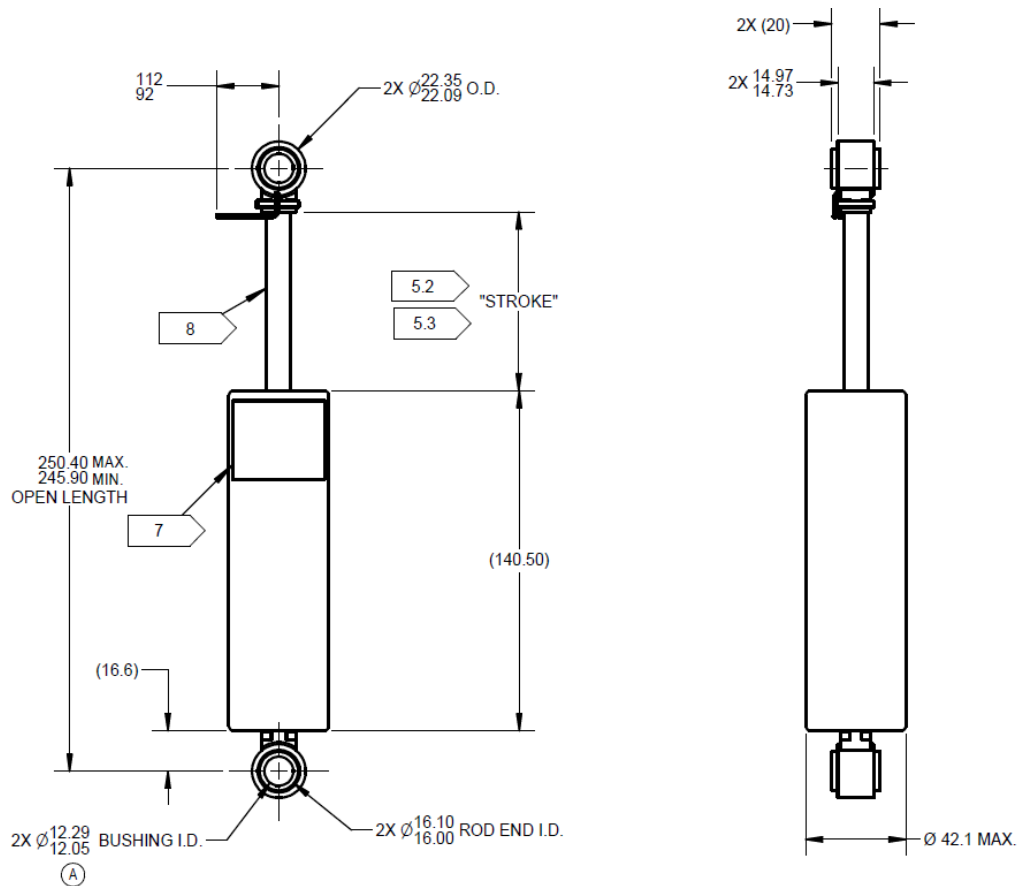


Figura 44 - Dimensões do amortecedor [mm] (LORD, 2016)

### 6.3. INTRODUÇÃO DE ISOLADORES DE BASE

#### 6.3.1. CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA

A principal ideia do isolador de base é a de desligar a estrutura do solo, permitindo que os esforços causados pela ação dinâmica não cheguem na totalidade à estrutura. Dessa forma, o isolador de base possui uma rigidez e um amortecimento apropriado. Neste trabalho, é pretendido chegar a um valor de relação destes dois parâmetros que seja o mais próximo do ideal.

Numa primeira meta, o objetivo é definir todas as matrizes de caracterizam a estrutura, tal como foi feito para os amortecedores, mas, neste caso, existe mais um grau de liberdade, uma vez que a base do edifício também se desloca.

Começa-se por definir a massa da estrutura, onde o piso 1 referente ao primeiro grau de liberdade assume uma massa próxima de zero, pois neste piso apenas existem barras rígidas que mantem contante a distância entre pilares. A massa assumida será de 1/1000 toneladas para o piso 1.

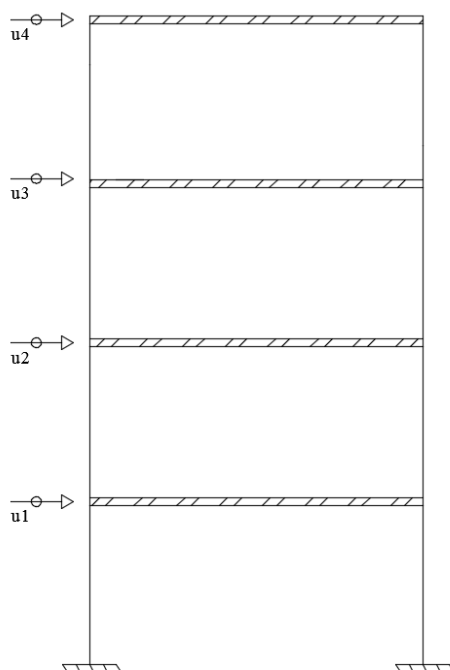


Figura 45 - Graus de liberdade do novo pórtico

Com os graus de liberdade indicados parte-se, então, para o cálculo das matrizes de massa, rigidez e amortecimento.

$$M_{\text{isolamento}} = \begin{bmatrix} m_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & m_2 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & m_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & m_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/1000 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1.055 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1.055 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1.055 \end{bmatrix} [t] \quad (6.17)$$

Da mesma forma que calculamos anteriormente a matriz de rigidez, apenas adicionamos a matriz 4x4, que representa a rigidez do piso adicional, e assim vem:

$$k_{iso} = \begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 & 0 & 0 \\ -k_2 & k_2 + k_3 & -k_3 & 0 \\ 0 & -k_3 & k_3 + k_4 & -k_4 \\ 0 & 0 & -k_4 & k_4 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + 1605 & -1605 & 0 & 0 \\ -1605 & 3210 & -1605 & 0 \\ 0 & -1605 & 3210 & -1605 \\ 0 & 0 & -1605 & 1605 \end{bmatrix} [kN/m] \quad (6.18)$$

De onde o valor de “ $k_1$ ” assume um valor variável a determinar. Na matriz seguinte obtém-se o mesmo processo de cálculo para a matriz de amortecimento, e também o valor de “ $C_1$ ”, que é incógnita, sendo que mais tarde, em tabela de dupla entrada, será contraposto com o valor de “ $k_1$ ”.

A Figura 46 representa essa mesma situação de acréscimo de rigidez e amortecimento ao nível do primeiro grau de liberdade.

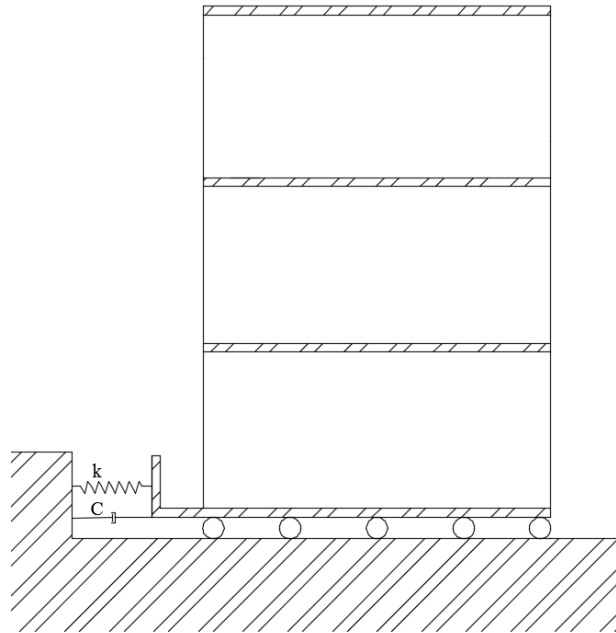


Figura 46 - Esquema de análise da Rigidez e Coeficiente de Amortecimento do Isolador de Base

Nesta análise referente aos isoladores de base não existe qualquer sistema de controlo no pórtico além do isolador de base e, por isso, na expressão (3.19), a componente de amortecimento natural da estrutura está apresentada em (6.19). A parte referente ao amortecimento adicional, apenas incorpora valor no grau de liberdade do primeiro piso “ $C_1$ ” e tal como surge em (6.20), nos outros pisos apenas existe o amortecimento estrutural.

$$C_{iso,0} = \begin{bmatrix} 56.0141 & -50.9538 & 0.0430 & -0.0006 \\ -50.9538 & 48.1917 & -1.1077 & -0.6446 \\ 0.0430 & -1.1077 & 2.1666 & -1.1268 \\ -0.0006 & -0.6446 & -1.1268 & 1.6843 \end{bmatrix} [kN.s/m] \quad (6.19)$$

$$C_{iso,d} = \begin{bmatrix} C_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} [kN.s/m] \quad (6.20)$$

$$C_{iso} = \begin{bmatrix} C_1 + 56.0141 & -50.9538 & 0.0430 & -0.0006 \\ -50.9538 & 48.1917 & -1.1077 & -0.6446 \\ 0.0430 & -1.1077 & 2.1666 & -1.1268 \\ -0.0006 & -0.6446 & -1.1268 & 1.6843 \end{bmatrix} [kN.s/m] \quad (6.21)$$

Tal como “ $k_1$ ”, o valor de “ $C_1$ ” também será variável. Com esta variação é possível determinar qual o drift máximo entre o primeiro e o segundo grau de liberdade e, assim, concluir qual o valor de rigidez versus amortecimento mais apropriado para o pórtico.

Os gráficos de cor bidimensional e tridimensional apresentados a seguir, como Figura 47 e 48, respetivamente, demonstram essa mesma variação das variáveis quando se submete a estrutura a um sismo gerado aleatoriamente que incorpora dez sismos do TipoI e TipoII, de onde se tratará a resposta média dos vinte sismos para análise. Optou-se por fazer esta mesma média dos dois tipos de sismo para assim representar os deslocamentos médios de piso. Esta mesma abordagem já havia sido utilizada para uma mesma análise nos amortecedores viscosos.

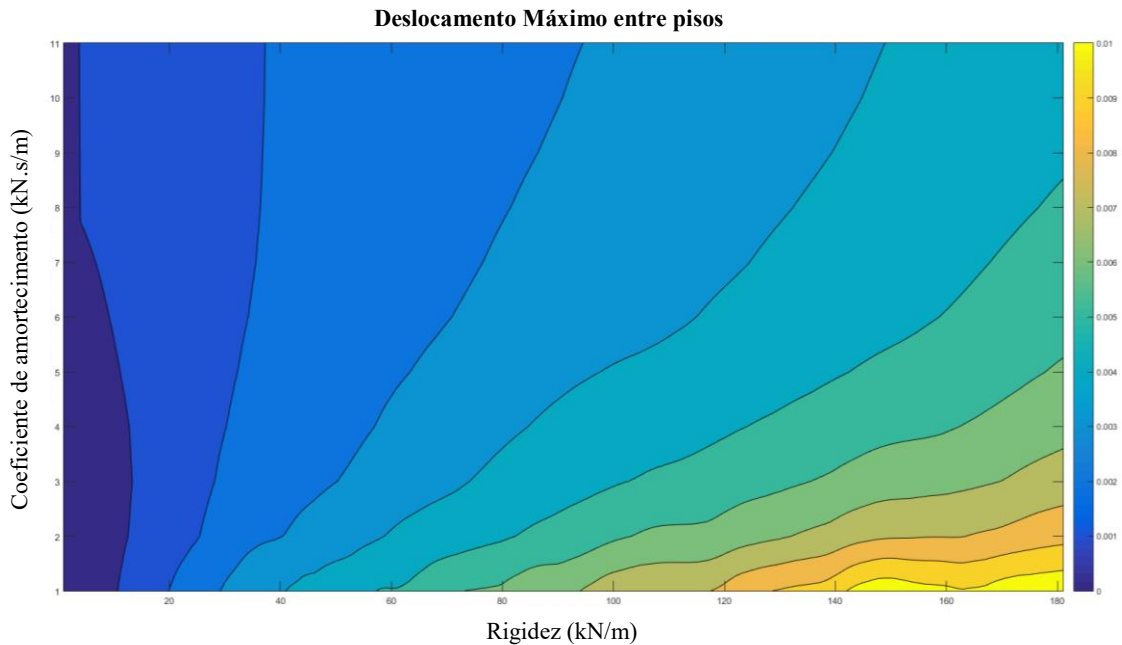


Figura 47 - Gráfico que define contorno do limite dos deslocamentos entre o primeiro e segundo grau de liberdade

Desta forma, como era de esperar, para valores próximos de zero de rigidez e do coeficiente de amortecimento, os deslocamentos obtidos são mínimos limite, zero, pois isso implica que a estrutura estaria completamente desligada do solo e, por isso, não existiriam esforços devido a ações dinâmicas. Estes valores de deslocamento reduzidos estão na escala dos azuis escuros.

Por contrapartida, temos os valores mínimos de isolamento que, aliados a uma rigidez elevada, representam os valores mais altos do deslocamento (drift entre piso 1 e piso 2), colorido a amarelo.

Restam, os valores intermédios, que se fazem representar pela cor esverdeada, onde se situará, em princípio, o valor ideal que relaciona a rigidez e o amortecimento ideal. Entenda-se que para valores extremos dos gráficos os ganhos na redução dos deslocamentos por acréscimo de rigidez e do coeficiente de amortecimento, não são significativos. Os valores desta gama, identificada como a apresenta uma melhor relação entre as variáveis geram um drift à volta de  $2.5 \times 10^{-3} \text{m}$ .

É possível, com a matriz de deslocamentos construída, chegar a uma malha de elementos, que segue a mesma tendência do gráfico da Figura 40, no entanto, a análise faz-se segundo um eixo tridimensional.

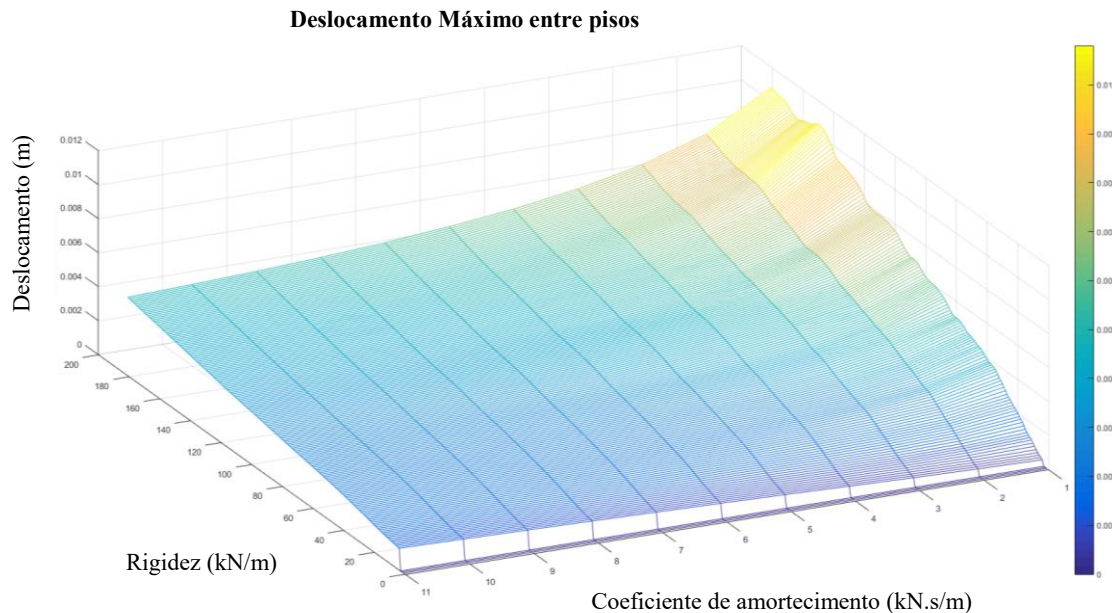


Figura 48 - Gráfico de malha que representa variação de deslocamentos conforme a rigidez e o amortecimento diferem

# 7

## CONCLUSÕES

A ação dinâmica a que uma estrutura está sujeita ao longo da sua existência pode ter diversas origens, tal como por exemplo a ação do vento e a ação sísmica. Ao longo deste trabalho foi considerada a análise dinâmica do pórtico quando o mesmo estava sujeito a ações sísmicas gerada aleatoriamente que representavam um sismo real.

Para a análise referida, o pórtico foi estudado na situação em que a existência de controlo de vibrações era nula e, posteriormente com a adição dos sistemas de controlo foi possível analisar uma resposta estrutural diferente e, como seria de esperar, mais vantajosa.

Para essa análise ser possível começou-se pela caracterização da estrutura (pórtico metálico), numa primeira fase ao nível de dimensões e definição de número de pisos, pilares e vigas que se encontravam em cada um dos mesmos. Posteriormente, e depois de definidos as características físicas espaciais do pórtico, foi possível chegar aos parâmetros de caracterização dinâmica. As frequências naturais foram, assim, obtidas para a estrutura em análise.

Para analisar a influência dos amortecedores na estrutura, foi usada a Formulação de Espaço de Estado aplicado ao cálculo de deslocamentos em sistemas estruturais. Como forma de comparação e de validação de valores foi também calculado pela fórmula simplificada do FEMA 356 o amortecimento efetivo.

Analisando o pórtico sem sistemas de controlo é possível concluir que existem deslocamentos significativos, que com a introdução de sistemas de controlo são atenuados significativamente. Os deslocamentos finais com a participação de amortecimento viscoso no pórtico para a solução de amortecedores nos três pisos e para a solução de amortecedores nos dois pisos inferiores ronda os 40% se os amortecedores tiverem um coeficiente de amortecimento de 30kN.s/m, que corresponde a um amortecimento efetivo de 15%.

Como se pode verificar anteriormente nos gráficos apresentados na Figura 36, efetivamente, o deslocamento do piso diminui com o aumento do coeficiente de amortecimento do amortecedor, que, por sua vez, está submetido a maior esforço por essa mesma razão. Para que o deslocamento seja menor, o amortecedor tem de dissipar uma maior quantidade de energia.

Assim sendo, estas duas soluções de introdução encontram-se muito próximas e por questões de económicas poderia ser usado apenas o caso em que incorpora dois amortecedores.

É de salientar que a introdução de amortecedores viscosos leva a que o pórtico funcione necessariamente em regime elástico. Na Norma EC8 foi possível verificar que existe uma maior exigência para estruturas onde existe amortecimento, do que no caso contrario. Isso comprova-se na aplicação do método das

forças laterais que, para a presença de amortecimento considera forças superiores para ter em conta o facto de a estrutura não poder trabalhar em regime plástico de deformação e, por esse facto, a ductilidade material não afeta os deslocamentos que serão menores. Com a exigência explícita, tornam-se os danos estruturais provocados no pórtico amortecidos por amortecedores viscosos menores. Por consequência, a segurança estrutural está assim garantida.

Com a introdução dos amortecedores viscosos na nossa estrutura, apenas foram verificadas vantagens de comportamento e, por essa razão, conclui-se que ao nível do comportamento estrutural nos sistemas de controlo dinâmico por amortecedores viscosos existe uma melhoria e redução de possíveis danos na estrutura, quando presente uma ação sísmica.

Ainda dentro do controlo por amortecedores viscosos, verifica-se que o seu fácil uso e adaptação a locais existentes levará a que seja um método de controlo cada vez mais recorrente nos dias que se aproximam. A sua simplicidade de montagem e o seu tamanho reduzido pode permitir que seja quase ocultado.

Também foi objetivo deste trabalho reunir um gráfico de onde fosse possível obter uma relação entre o valor da rigidez e do coeficiente de amortecimento, que seria ideal para os isoladores de base, quando o pórtico estava sujeito à mesma ação dinâmica considerada anteriormente.

Foi possível efetuar o cálculo através da Formulação de Espaço de Estado e, de onde foi possível variar o coeficiente de amortecimento do isolador de base a variar com a rigidez do mesmo e, dessa forma, foi possível definir dois gráficos, que representam uma malha, e um gráfico de cores, onde essa relação é visível frente ao deslocamento de piso máximo (Drift máximo entre pisos).

Também foi visível no gráfico a existência de uma redução do drift conforme se aumenta a rigidez e o coeficiente de amortecimento, com isto, podemos ajustar estes valores e limitar o deslocamento máximo que se pretende na estrutura.

No pórtico é pretendido estudar sistemas de controlo de vibrações. Os dois casos estudados não serão únicos, uma vez que o projeto de execução do mesmo permitirá que seja possível introduzir outros tipos de sistema de controlo, como é caso dos TMDs e TLDs, apresentados no primeiro capítulo de forma sintetizada.

Por essa razão, um possível trabalho de continuidade e depois da execução do pórtico será estudar esta relação entre comportamento dinâmico do pórtico sem sistemas de controlo e com diversos sistemas de controlo.

A introdução de sistemas de controlo pode efetivamente reduzir danos estruturais e salvaguardar perdas humanas, que mais uma vez se refere como o principal objetivo, pois a vida humana tem um valor incalculável.



## BIBLIOGRAFIA

- ASCE, - American Society of Civil Engineers (2000) - PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS (FEMA 356). [Em linha].
- CHAVES, Sebastião de Noronha Peres Henriques (2010) - Atenuação da resposta sísmica de estruturas de edifícios utilizando amortecedores viscosos. Porto: [s. n.].
- CHOPRA, Anil K. (1995) - Dynamics of Structures.
- EUROCODE8 (2005) - Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. [Em linha].
- ILES (2016) - [Em linha]. [Consult. 12/04/2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.oiles.co.jp/en/menshin/building/>>.
- LEE, David Da-Wei Executive Vice President, AECOM Martin Ng, Project Enginner, AECM (2010) - Tuned Liquid Dampers for Slender Tall Building. CTBUH Journal, 2010 Issue IV [Em linha]. Disponível em WWW: <URL: <http://global.ctbuh.org/resources/papers/download/324-application-of-tuned-liquid-dampers-for-the-efficient-structural-design-of-slender-tall-buildings.pdf>>.
- LNEC (2016) - [Em linha]. [Consult. 12/04/2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.lnec.pt/estruturas/pt/nucleo/nucleo-de-engenharia-sismica-e-dinamica-de-estruturas/infraestruturas-5/>>.
- LOPES, Mário (2008) - Sismos e edifícios. Orion. ISBN 972862011X.
- LORD (2016) - [Em linha]. [Consult. 03/06/2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.lordmrstore.com/lord-mr-products/rd-8040-1-mr-damper-short-stroke>>.
- MOUTINHO, Carlos Manuel Ramos (2007) - Controlo de vibrações em estruturas de engenharia civil. Universidade do Porto.
- PEREIRA, Nuno André Soares (2015) - Estudo de uma plataforma vibratória destinada à realização de ensaios laboratoriais. [Em linha].
- PLANET, Amusing (2014) - The 728-Ton Tuned Mass Damper of Taipei 101 [Em linha]. [Consult. 16/06/2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.amusingplanet.com/2014/08/the-728-ton-tuned-mass-damper-of-taipei.html>>.
- REXROTH (2016) - [Em linha]. [Consult. 10/06/2016]. Disponível em WWW: <URL: <https://www.boschrexroth.com/en/us/products/product-groups/goto-products/goto-linear-motion/emc-electromechanical-cylinders/index>>.
- SISMOS, Museu virtual (1992) - [Em linha]. [Consult. 09/05/2016]. Disponível em WWW: <URL: [http://www-ext.lnec.pt/LNEC/museuvirtual/sismos\\_instalacoes.html](http://www-ext.lnec.pt/LNEC/museuvirtual/sismos_instalacoes.html)>.

## **ANEXOS**

**Anexo 1:** Folha de cálculo estrutural, automática, Matlab relativa ao estudo de Amortecedores Viscosos - (Páginas A 1 a A 4)

**Anexo 2:** Folha de cálculo estrutural, automática, Matlab relativa ao estudo de Isoladores de Base - (Páginas A 5 a A 7)

**Anexo 3:** Projeto de execução do pórtico, Sketchup Google tridimensional I- (Páginas A 8 a A 9)

**Anexo 4:** Projeto de execução do pórtico, AutoCad - (Páginas A10)

## ANEXO 1

% Resposta de um modelo de 3 pisos  
% Análise das forças, acelerações  
% Estudo Pórtico Mesa Sísmica FEUP 2016

clear  
clc

%%% Dados iniciais %%%

dt=0.01; % Temporal  
ngl=3; % Numero de graus de liberdade

%%% Dados da estrutura %%%

m1=1.055;  
m2=1.055;  
m3=1.055;  
M=[m1 0 0; 0 m2 0; 0 0 m3]; % Matriz de Massa  
k=1605; % Rigidez de 1 piso  
K=[2\*k -k 0; -k 2\*k -k; 0 -k k]; % Matriz de rigidez  
O=K-K; % Matriz nula  
I=K^0; % Matriz identidade  
AM=O; % Matriz de amortecimento nulo  
A=[O I; -M^-1\*K -M^-1\*AM]; % Matriz de estado  
[V,D]=eig(A);  
AE=0.02; % Amortecimento do Pórtico  
Dd=abs(D);

c1=2\*AE\*m1\*Dd(5,5);  
c2=2\*AE\*m2\*Dd(3,3);  
c3=2\*AE\*m3\*Dd(1,1);  
Cn=[c1 0 0; 0 c2 0; 0 0 c3]; % Matriz de amortecimento Modal

fi1=real([V(4,6);V(5,6);V(6,6)]); % Modos de vibração 1ºModo  
fi2=real([V(4,4);V(5,4);V(6,4)]); % Modos de vibração 2ºModo  
fi3=real([V(4,2);V(5,2);V(6,2)]); % Modos de vibração 3ºModo  
fi=[fi1 fi2 fi3]; % Vetor Modos de vibração

M1=fi1.'\*M\*fi1; % Massa generalizada -(M\*=fit\*M\*fi)  
M2=fi2.'\*M\*fi2;  
M3=fi3.'\*M\*fi3;  
Mn=[M1 0 0; 0 M2 0; 0 0 M3];

%Passamos da matriz de amortecimento generalizada para a clássica através da  
inversão/multiplicação de matrizes

fim=Mn^-1\*fi.'\*M;  
fitm=M\*fi\*Mn^-1;  
C0=fitm\*Cn\*fim; % Matriz de amortecimento do Pórtico  
Kn=fi.'\*K\*fi;

%Introdução de amortecedores viscosos no pórtico

h=1.00; % Altura do pilar (m)  
v=2.10; % Vão (m)  
om=(atand(h/v)); % Angulo amortecedor com a horizontal (graus)

%%% Se pretender escrever numa folha Excel as matrizes %%%

```

%nome = input ('Nome ficheiro de resultados .xlsx =? ','s');
%nome2= input ('Nome ficheiro Amortecimento Efetivo .xlsx =? ','s');

f=input('Amortecimento em que pisos ? ( 3,2,1 ) ');

load sismo1.dat;
load sismo2.dat;

At=[]; % Matriz vazio para alocar valores

for ns=1:10
    S1=zeros(13,4);
    S2=zeros(13,4);

    B=[0 0 0 1/m1 0 0; 0 0 0 0 1/m2 0; 0 0 0 0 0 1/m3]';
    % Matriz de entrada

    E=expm(dt*A);
    I=[I O; O I]; % Matriz identidade (6x6)
    G=A^-1*(E-I)*B; % Integração numérica

    [dy1,dx1]=size(sismo1);
    t=(0:dt:(dy1-1)*dt);
    u1(1,:)=(sismo1(:,ns)*m1)'; % força sísmica ao nível de m1
    u1(2,:)=(sismo1(:,ns)*m2)'; % força sísmica ao nível de m2
    u1(3,:)=(sismo1(:,ns)*m3)'; % força sísmica ao nível de m3

    [dy2,dx2]=size(sismo2);
    t=(0:dt:(dy2-1)*dt);
    u2(1,:)=(sismo2(:,ns)*m1)'; % força sísmica ao nível de m1
    u2(2,:)=(sismo2(:,ns)*m2)'; % força sísmica ao nível de m2
    u2(3,:)=(sismo2(:,ns)*m3)'; % força sísmica ao nível de m3

    x1(ngl*2,1)=0; % Condição inicial do vetor de estado Sismo1
    x2(ngl*2,1)=0; % Condição inicial do vetor de estado Sismo2

    for i=1:13

        Ci=(i-1)*2.5;
        if f==3 % 1º caso amortecedores em todos os pisos
            C1=Ci;
            C2=C1;
            C3=C1;
        elseif f==2 % 2º caso apenas no 1e2 piso, C1=C2=Ci e C3=0
            C1=Ci;
            C2=C1;
            C3=0;
        elseif f==1 % 3º caso apenas no 1 piso , C1=Ci e C2=C3=0
            C1=Ci;
            C2=0;
            C3=0;
        end

        %%% Matriz de amortecimento adicional %%%

        Cd=[C1+C2 -C2 0;-C2 C2+C3 -C3;0 -C3 C3]*cos(om)^2;
        C=C0+Cd; % Matriz de Amortecimento Efetivo
        A1=[O I ;-M^-1*K -M^-1*C]; % Matriz de estado com Amort. não nulo
    end
end

```

```

E=expm(dt*A1);
II=[I O; O I]; % Matriz identidade (6x6)
G=A1^-1*(E-II)*B; % Integração numérica

%% Cálculo da resposta

for p=1:(dy1-1)
    x1(:,p+1)= E*x1(:,p)+G*u1(:,p);
    x2(:,p+1)= E*x2(:,p)+G*u2(:,p);
end
x3=x1';
x4=x2';

%% Cálculo do amortecimento efectivo FEMA 356%%

% Amortecimento efectivo 1º modo de Vibração
[V,D]=eig(A1);
Mv1=[real(fi1)];
drift1=abs([(Mv1(1,1));Mv1(2,1)-Mv1(1,1);(Mv1(3,1)-Mv1(2,1))]);
Dc1=[abs(imag(D(2,2)));abs(imag(D(4,4)));abs(imag(D(6,6)))];
% parte imaginária de D
Freq=Dc1/(2*pi) ; % Frequencias
T=Freq.^-1 ; % Período

% EDi - Amortecimento efetivo (%)

ED1=(T(3,1)*C1*(cosd(om)^2)*(drift1(1,1)^2+drift1(2,1)^2+drift1(3,1)^2))/(4*pi*m1*(Mv1(1,1)^2+Mv1(2,1)^2+Mv1(3,1)^2));
Eeff1=AE+ED1;
% Amortecimento efectivo 2º modo de Vibração
Mv2=[real(fi2)];
drift2=abs([(Mv2(3,1));Mv2(2,1)-Mv2(3,1);(Mv2(1,1)-Mv2(2,1))]);

ED2=(T(2,1)*C2*(cosd(om)^2)*(drift2(1,1)^2+drift2(2,1)^2+drift2(3,1)^2))/(4*pi*m2*(Mv2(1,1)^2+Mv2(2,1)^2+Mv2(3,1)^2));
Eeff2=AE+ED2;
% Amortecimento efectivo 3º modo de Vibração
Mv3=[real(fi3)];
drift3=abs([(Mv3(3,1));Mv3(2,1)-Mv3(3,1);(Mv3(1,1)-Mv3(2,1))]);

ED3=(T(1,1)*C3*(cosd(om)^2)*(drift3(1,1)^2+drift3(2,1)^2+drift3(3,1)^2))/(4*pi*m3*(Mv3(1,1)^2+Mv3(2,1)^2+Mv3(3,1)^2));
Eeff3=AE+ED3;

%disp('amortecimento efectivo - Formula Simplificada (%)')
AS1=[Eeff1 Eeff2 Eeff3]*100;

%% Formulação Espaço de Estado (%) %%

% Amortecimento efectivo 1º modo de Vibração
a=abs(real(D(6,6)));
b=abs(imag(D(6,6)));
qs1=(a)/(sqrt(a.^2+b.^2));
w1=a/qs1;
% Amortecimento efetivo 2º modo de Vibração
a=abs(real(D(4,4)));
b=abs(imag(D(4,4)));
qs2=(a)/(sqrt(a.^2+b.^2));

```

```

w2=a/qs2;
% Amortecimento efetivo 3ºmodo de Vibração
a=abs(real(D(2,2)));
b=abs(imag(D(2,2)));
qs3=(a)/(sqrt(a.^2+b.^2));
w3=a/qs3;

%disp('amortecimento efetivo - Formulação Espaço de Estado (%)')
AS2=[qs1 qs2 qs3]*100;

%%%% localização dos deslocamentos e velocidades
%ur=real(V(1:3,:)); % Velocidades
%xr=real(V(4:6,:)); % Deslocamentos

% Matriz S representa o drift e velocidade máximo
% Representa também a Força provocada no amortecedor

S1(i,:)= [Ci max(x3(:,1)) max(x3(:,4)) (max(x3(:,4))*Ci)];
S2(i,:)= [Ci max(x4(:,1)) max(x4(:,4)) (max(x4(:,4))*Ci)];
Eeffa(i,:)= [Ci AS1 AS2];
end
At1=[At S1];
At2=[At S2];
%xlswrite(nome2,Eeffa,12); % Excel da % de Amortecimento
%disp(Eeffa);
%xlswrite(nome,S,ns); % Excel dos Deslocamentos Vs. Força
end
media1=zeros(13,4);
media2=zeros(13,4);
media1(:,1)=At1(:,1);
media2(:,1)=At2(:,1);
for j=2:4
    media1(:,j)=mean(At1(:,j:4:end),2);
    media2(:,j)=mean(At2(:,j:4:end),2);
    media=(media1+media2)/2;
    %xlswrite(nome,media,ns+1); % Excel dos Deslocamentos Vs. Força
end

%%%% Ecrã de saída %%%
%disp('Ci Amortecimento segundo FEMA Amortecimento segundo Matlab');
%disp(Eeffa)
%disp(' C1=C2=C3 X U F ')
%disp(media);
%%%%deslocamento dos 2 pisos - Plot%%%
%plot(t,x(:,1:3)) % Gráfico dos deslocamentos dos 3 pisos
%legend('piso 1','piso 2','piso 3')
%title('Deslocamento dos pisos com Amortecimento')
%ylabel('Deslocamento (m)')
%xlabel('Tempo (s)')
%%%%Gráfico deslocamento máximo de piso vs. força máxima no amortecedor %%%
[ax,H1,H2]=plotyy(media(:,1),media(:,2),media(:,1),media(:,4));
set(get(ax(1),'Ylabel'),'String','Drift Máximo')
set(get(ax(2),'Ylabel'),'String','Força no Amortecedor')
legend('Drift (m)','Força (kN)');
title('Deslocamento Vs Força no amortecedor');
xlabel('Amortecimento (kN.s/m)');ax = gca;
set(ax(1),'YTick',0:0.001:0.025)
set(ax,'XTick',0:2.5:30)

```



```

c1 = 2*AE*m1*Dd(7,7);
c2 = 2*AE*m2*Dd(5,5);
c3 = 2*AE*m3*Dd(3,3);
c4 = 2*AE*m4*Dd(1,1);
Cn=[c1 0 0 0;0 c2 0 0;0 0 c3 0;0 0 0 c4];

jj=1:10:101;

for i=[1:length(jj)];

    Cd=[i 0 0 0;0 0 0 0;0 0 0 0;0 0 0 0];
% Matriz de amortecimento Modal isolamento de Base

    fi1 = real([V(5,8);V(6,8);V(7,8);V(8,8)]);
% Modos de vibração 1ºModo
    fi2 = real([V(5,6);V(6,6);V(7,6);V(8,6)]);
% Modos de vibração 2ºModo
    fi3 = real([V(5,4);V(6,4);V(7,4);V(8,4)]);
% Modos de vibração 3ºModo
    fi4 = real([V(5,2);V(6,2);V(7,2);V(8,2)]);
% Modos de vibração 3ºModo
    fi = [fi1 fi2 fi3 fi4];
% Vetor Modos de vibração

% Massa generalizada - (M*=fit*M*fi)

M1 = fi1.'*M*fi1;
M2 = fi2.'*M*fi2;
M3 = fi3.'*M*fi3;
M4 = fi4.'*M*fi4;
Mn = [M1 0 0 0;0 M2 0 0;0 0 M3 0; 0 0 0 M4];

fim = Mn^-1*fi.'*M;
fitm = M*fi*Mn^-1;
C0 = fitm*Cn*fim; %Matriz amortecimento intrínseca Pórtico
C=C0+Cd; %Matriz de amortecimento final
Kn = fi'*K*fi;
A1 = [O I ;-M^-1*K -M^-1*C]; % A1 - Matriz de estado com amortecimento não nulo

%%% introdução da ação dinâmica %%%

% Ciclo cálculo para sismos
for ns = 1:10;

    B = [0 0 0 0 1/m1 0 0 0; 0 0 0 0 0 1/m2 0 0; 0 0 0 0 0 0 1/m3 0;0 0 0 0 0 0 0 1/m4]';
% Matriz de entrada
    E = expm(dt*A1);
    I1 = [I O; O I]; % Matriz identidade (6x6)
    G = A1^-1*(E-I1)*B; % Integração numérica

    [dy,dx] = size(sismo);

    t1 = (0:dt:(dy-1)*dt);

    % sismo tipo 1

    u1(1,:) = sismo(:,ns)*m1'; % força sísmica ao nível de m1
    u1(2,:) = sismo(:,ns)*m2'; % força sísmica ao nível de m2
    u1(3,:) = sismo(:,ns)*m3'; % força sísmica ao nível de m3

```



```

u1(4,:) = sismo(:,ns)*m4'; % força sísmica ao nível de m4

xx1(ngl*2,1) = 0; % Condição inicial do vetor de estado

%%% Cálculo da resposta
for p1 = 1:(dy-1)
    xx1(:,p1+1)= E*xx1(:,p1)+G*u1(:,p1);
end
x1 = xx1';
% sismo tipo 2

u2(1,:) = sismo(:,ns+10)*m1'; % força sísmica ao nível de m1
u2(2,:) = sismo(:,ns+10)*m2'; % força sísmica ao nível de m2
u2(3,:) = sismo(:,ns+10)*m3'; % força sísmica ao nível de m3
u2(4,:) = sismo(:,ns+10)*m4'; % força sísmica ao nível de m4

xx2(ngl*2,1) = 0; % Condição inicial do vetor de estado

%%% Cálculo da resposta

for p2 = 1:(dy-1)

    xx2(:,p2+1)= E*xx2(:,p2)+G*u2(:,p2);

end

x2 = xx2';

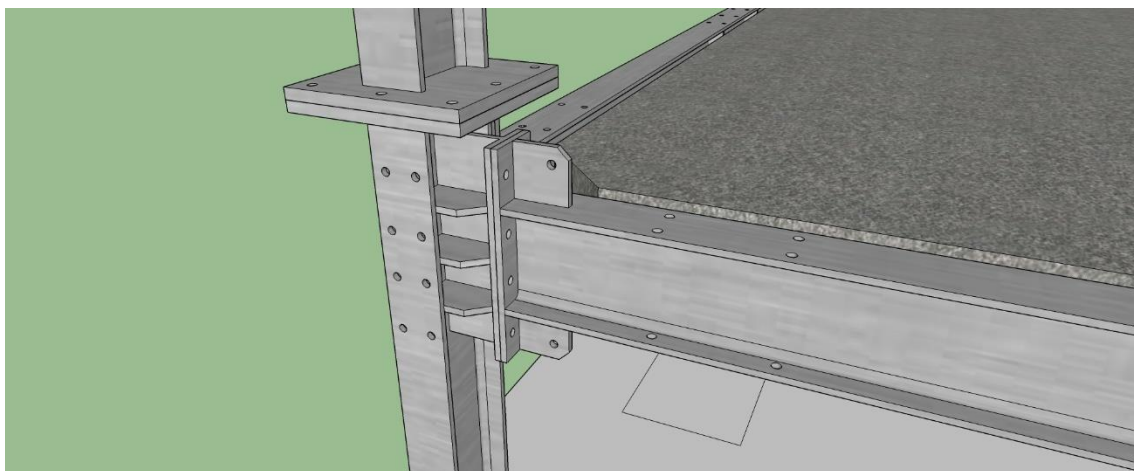
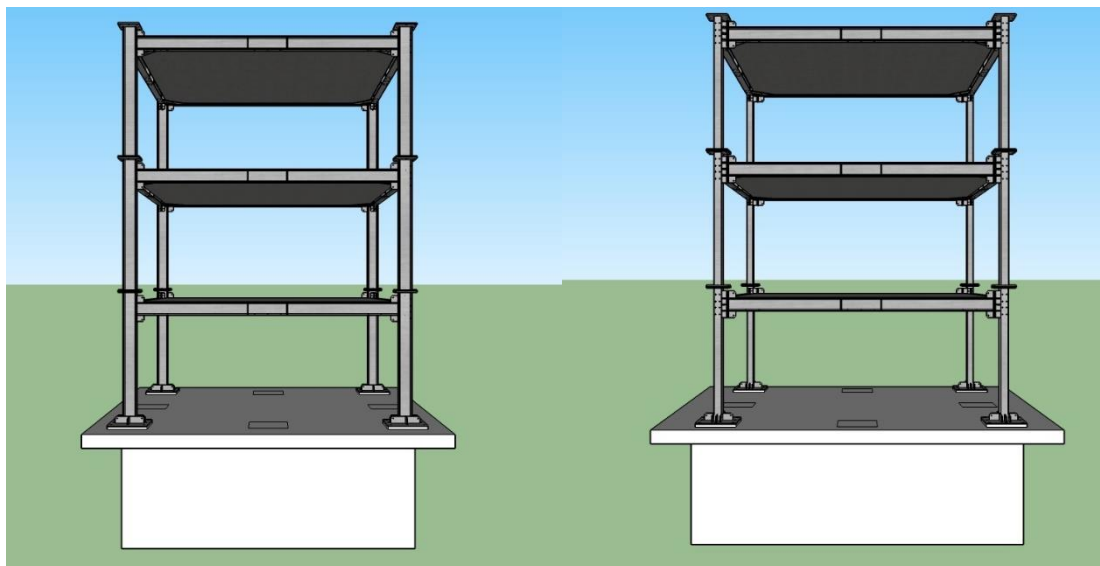
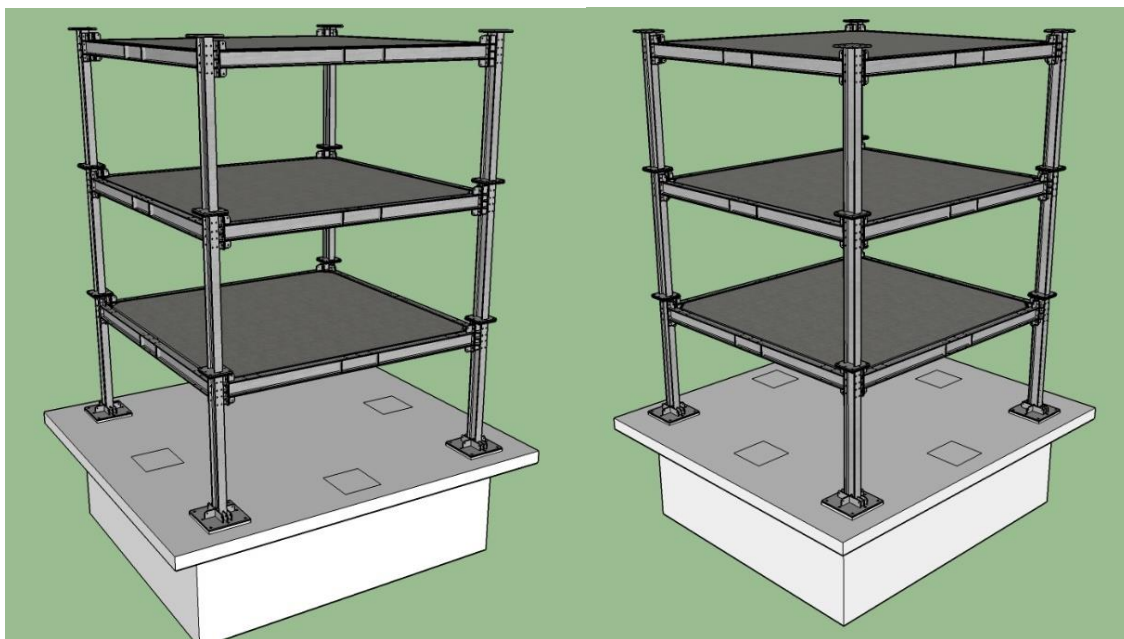
x=[x1 x2]; % Matriz com Valores das Deslocamentos de Piso
u=[u1' u2']; % Matriz com Valores das Velocidades
S1(i,kis)= S1(i,kis) + max(abs(x1(:,2)-x1(:,1)));
S2=S1/10; % Matriz referente ao Sismo 1
S3(i,kis)= S3(i,kis) + max(abs(x2(:,2)-x2(:,1)));
S4=S3/10; % Matriz referente ao Sismo 2
S5=((S2+S4)/2);% Média dos dois Sismos

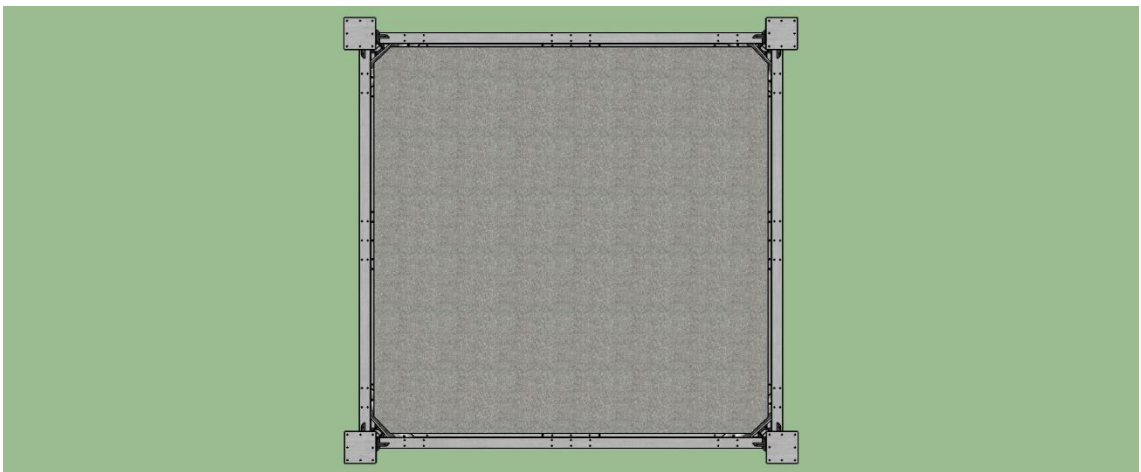
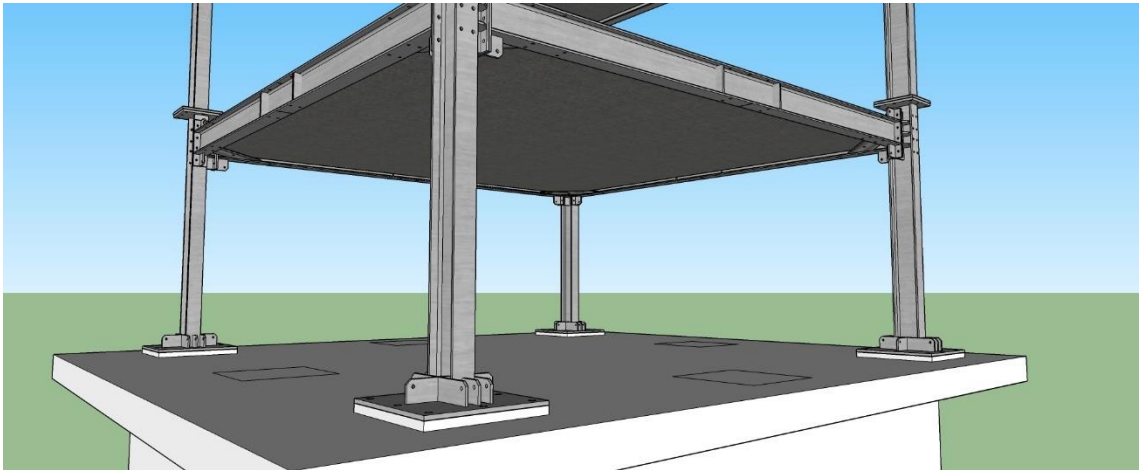
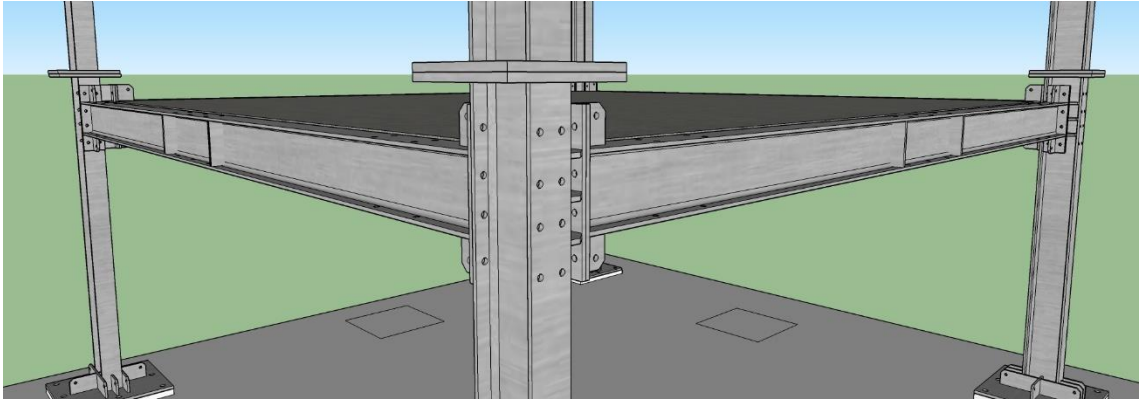
end
end
end

%%% Ecrã de saída %%%
% 3D
mesh(S5)
title('Deslocamento Máximo entre Pisos');
ylabel('Coeficiente de Amortecimento (kN.s/m)');
xlabel('Rigidez (kN/m)');
zlabel('Deslocamento (m)');
% 2D
%contourf(S5)
%title('Deslocamento Máximo entre Pisos');
%ylabel('Coeficiente de Amortecimento (kN.s/m)');
%xlabel('Rigidez (kN/m)');
%xlswrite(nome,S,ns);
Toc

```

### Anexo 3

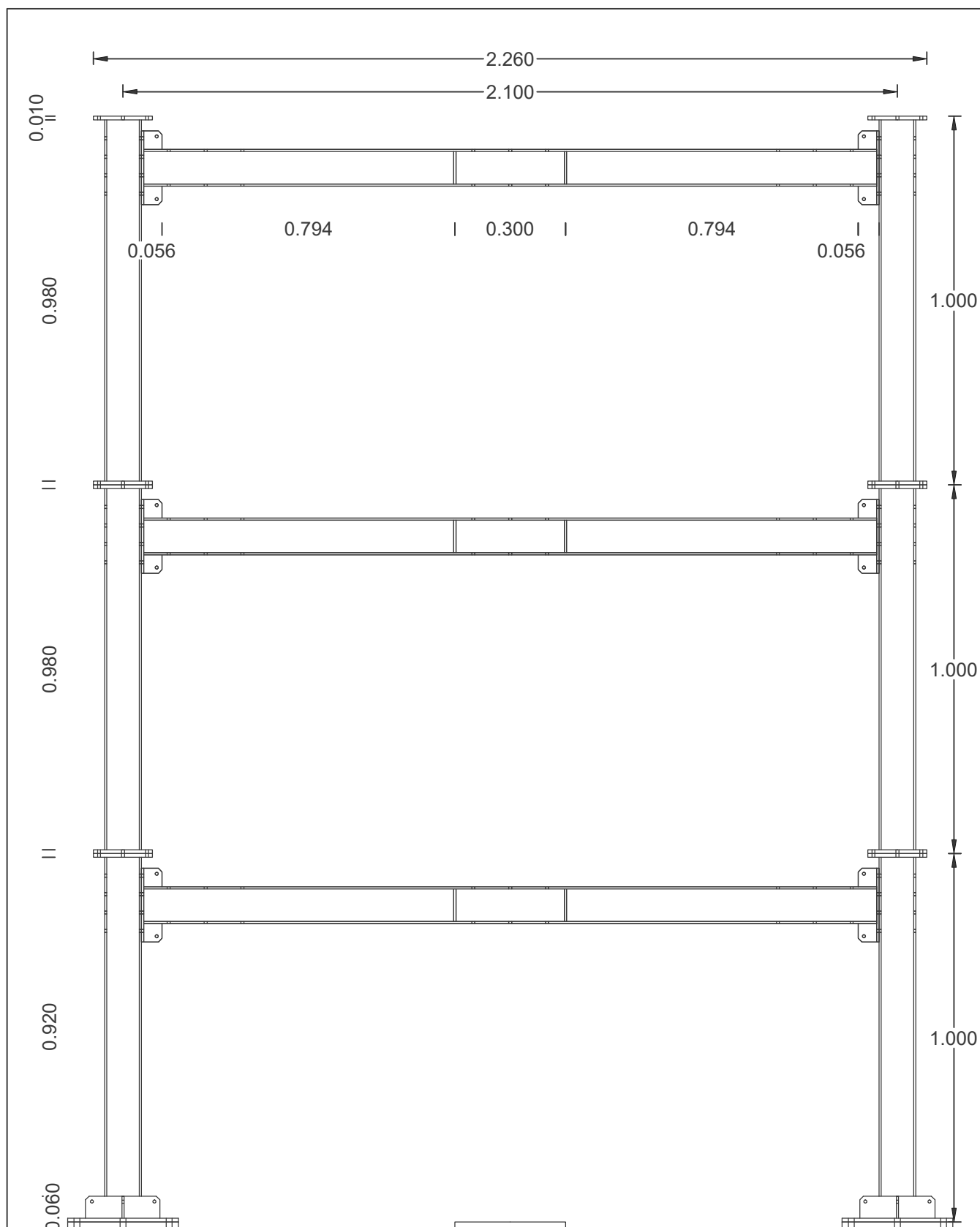




#### **ANEXO 4**

Projeto de execução do Pórtico Metálico:

- A - Vista geral do pórtico segundo eixo de maior inercia (xx);
- B - Vista geral do pórtico segundo eixo de maior inercia (yy);
- C – Vista Superior do Pórtico;
- D – Corte segundo eixo A-A;
- E – Corte segundo eixo B-B;
- F – Pormenores de ligação entre pilar e chapa de ligação, e entre pilar e viga;
- G – Cantoneira de apoio da laje;
- H – Vista superior e corte sobre o pilar;
- I – Pormenor de ligação do pilar da base à mesa Sísmica ou laje de encastramento;
- J – Ligação viga pilar em corte superior;
- L – Pilar da Base;
- M – Pilar Geral;
- N – Viga;
- O – Laje;
- P – Armadura laje;
- Q – Armadura laje – varões independentes;



Escala:

1/15

Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Conteúdo: Vista lateral segundo eixo de maior inércia.

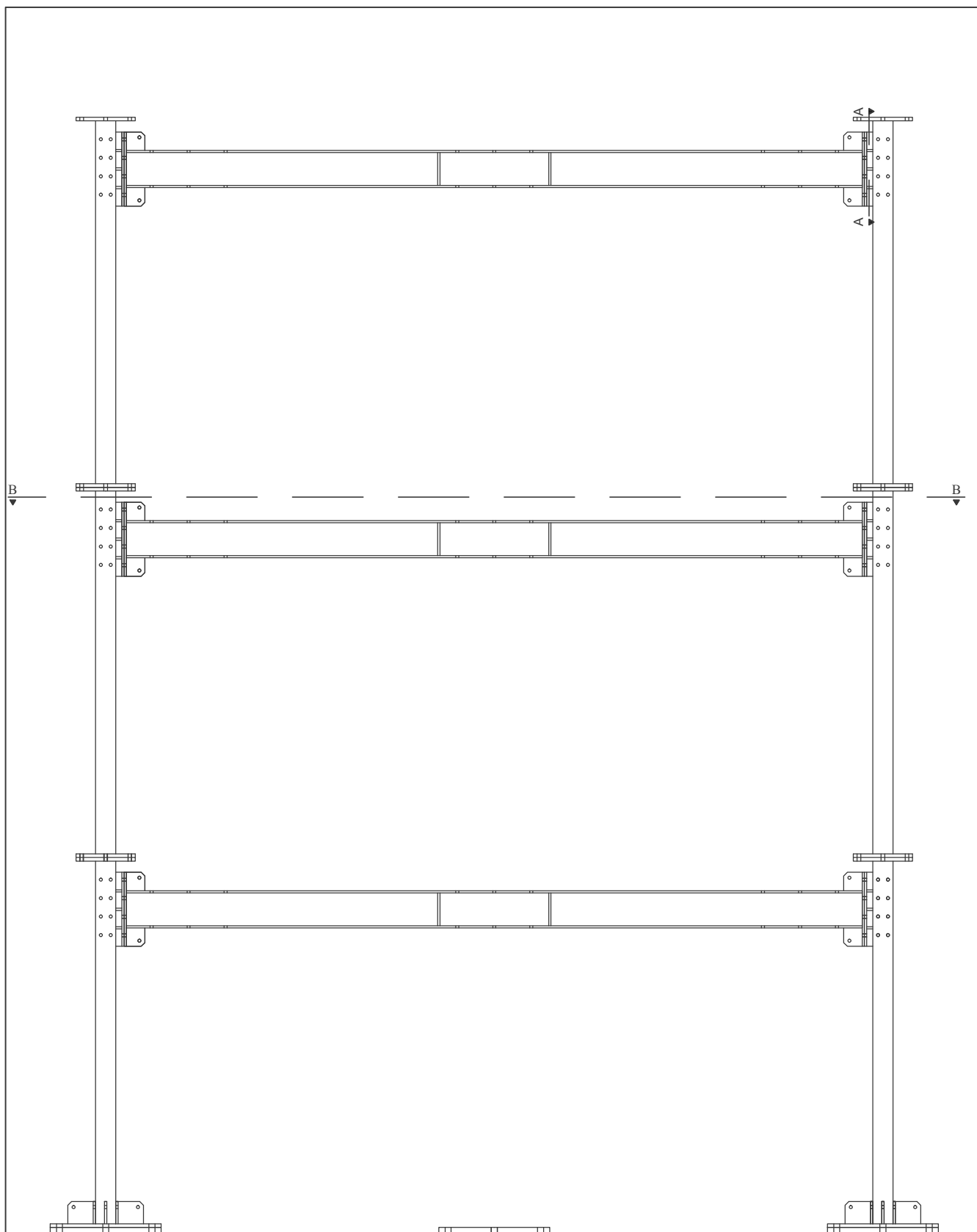
07/06/2016

A

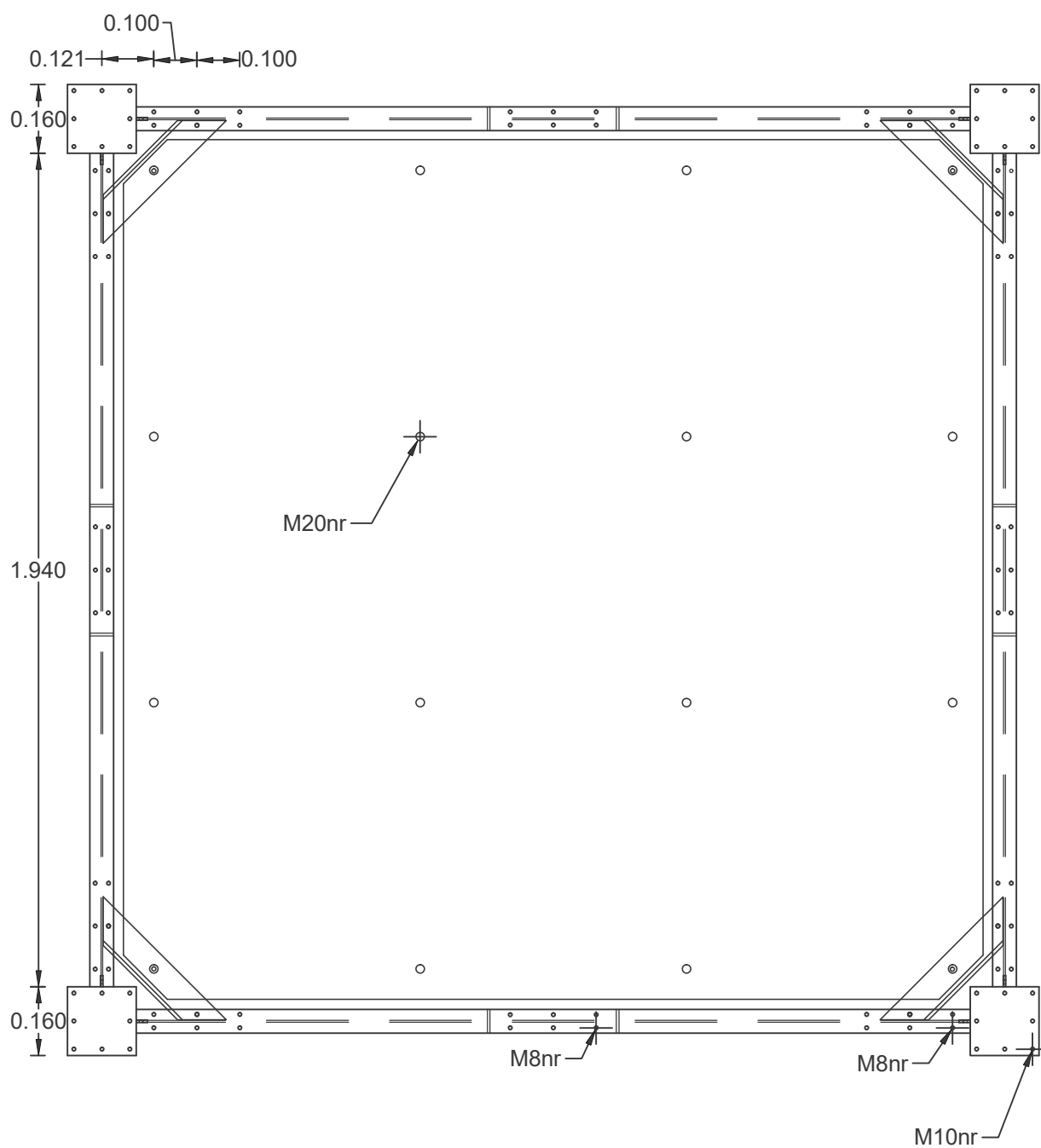
Autor:

Carlos Moutinho

Nuno Moreira



<p>Escala:</p> <p>1/15</p> <p><b>U.PORTO</b> FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO</p>	<p>Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto</p>	
<p>Conteúdo: Vista Pórtico segundo direcção de menor inércia (yy)</p>		<p>Autor:</p> <p>Carlos Moutinho</p> <p>Nuno Moreira</p>
<p>07/07/2016</p>	<p>B</p>	



Escala:

1/15

Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Conteúdo: Vista superior do Pórtico

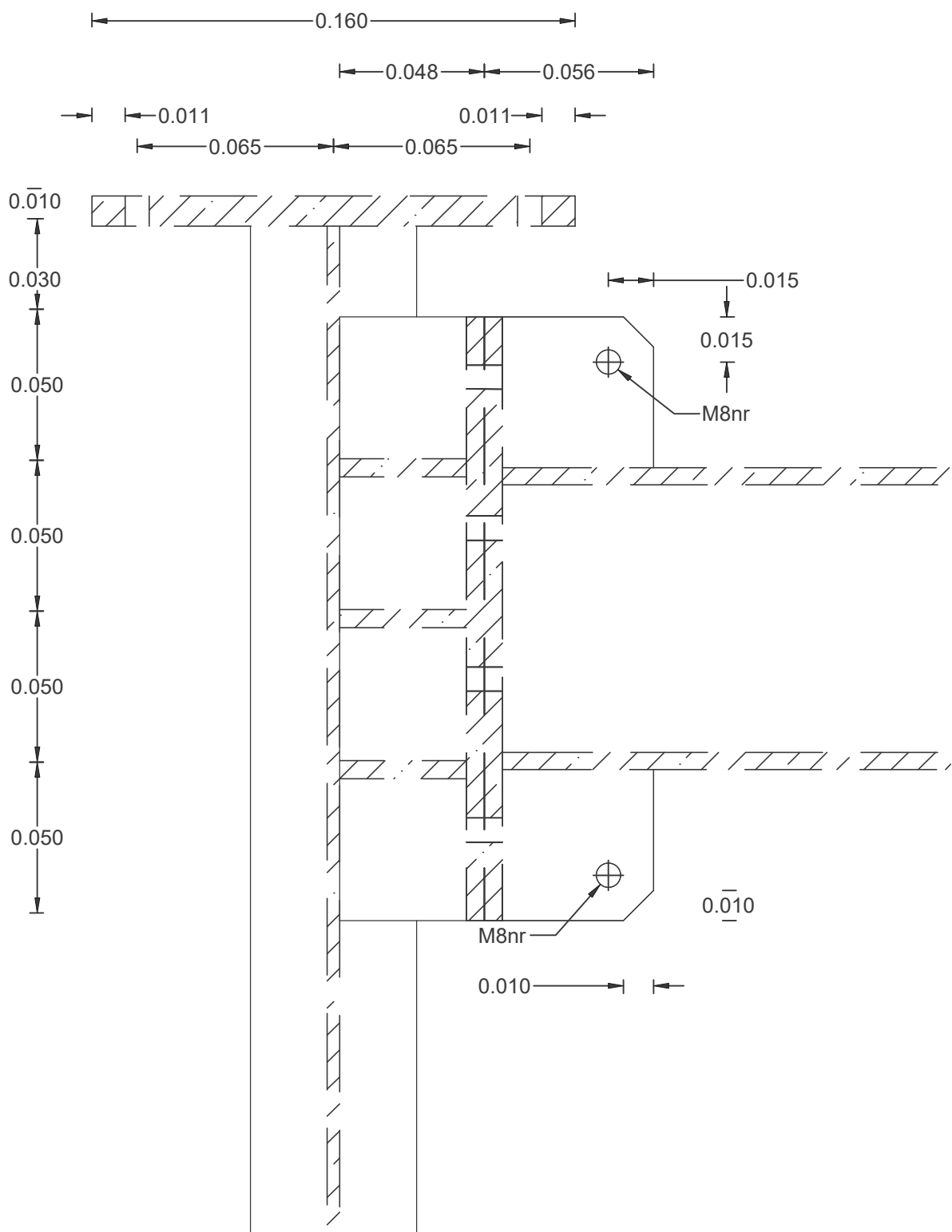
07/06/2016

C

Autor:

Carlos Moutinho

Nuno Moreira



Escala:

1/2

Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Conteúdo: Corte de ligação pilar viga (Corte A-A)

Autor:

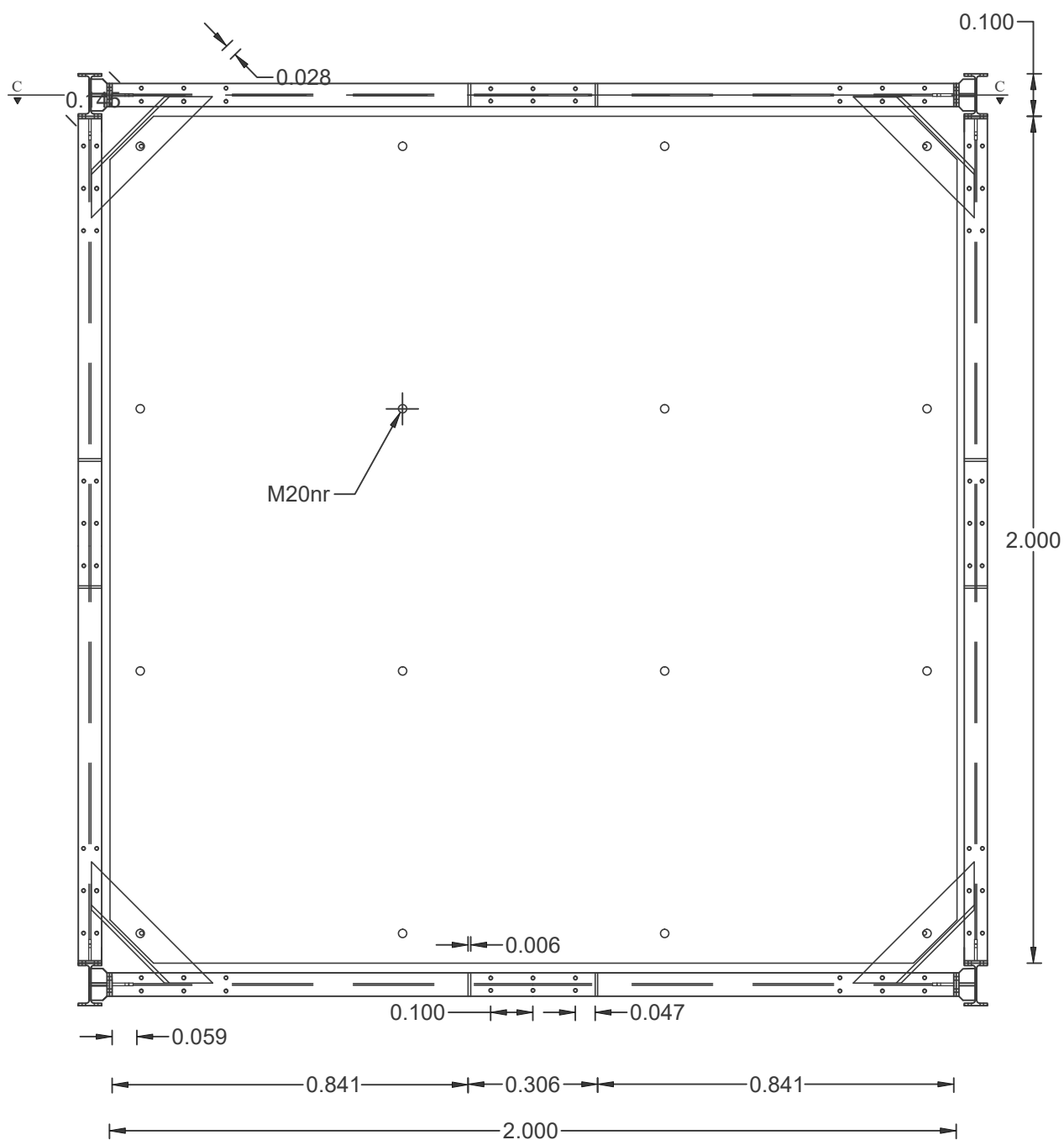
Carlos Moutinho

Nuno Moreira

07/06/2016

D





Escala:

1/15

Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Conteúdo: Corte pela viga ( Corte B-B)

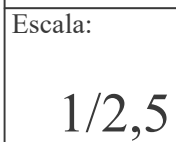
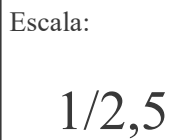
Autor:

Carlos Moutinho

Nuno Moreira

07/06/2016

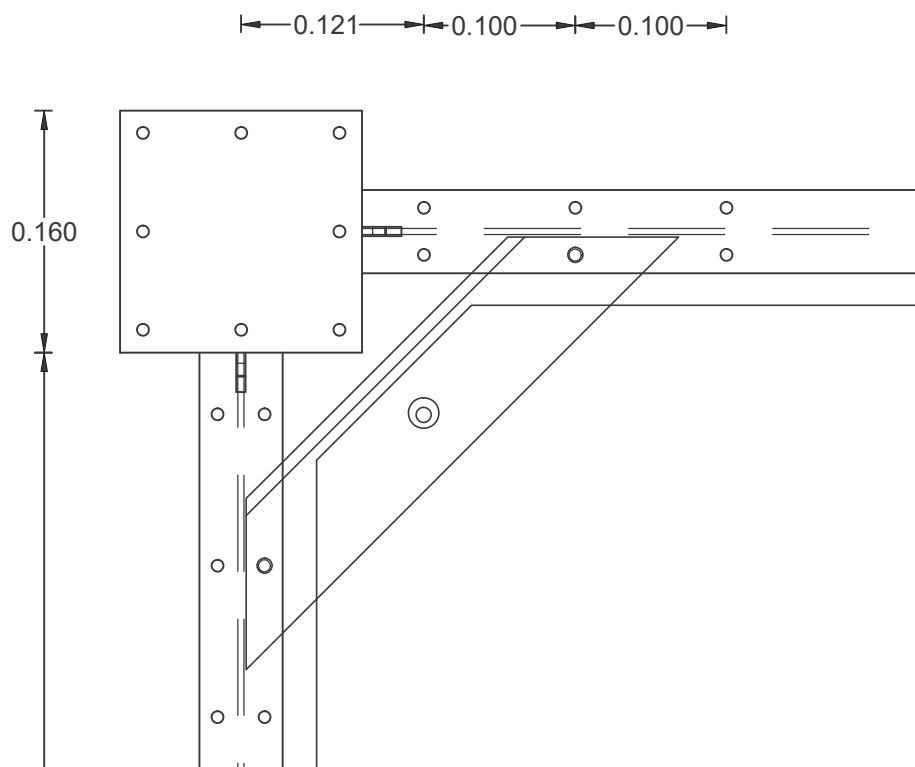
E



**U. PORTO**  
FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA  
UNIVERSIDADE DO PORTO

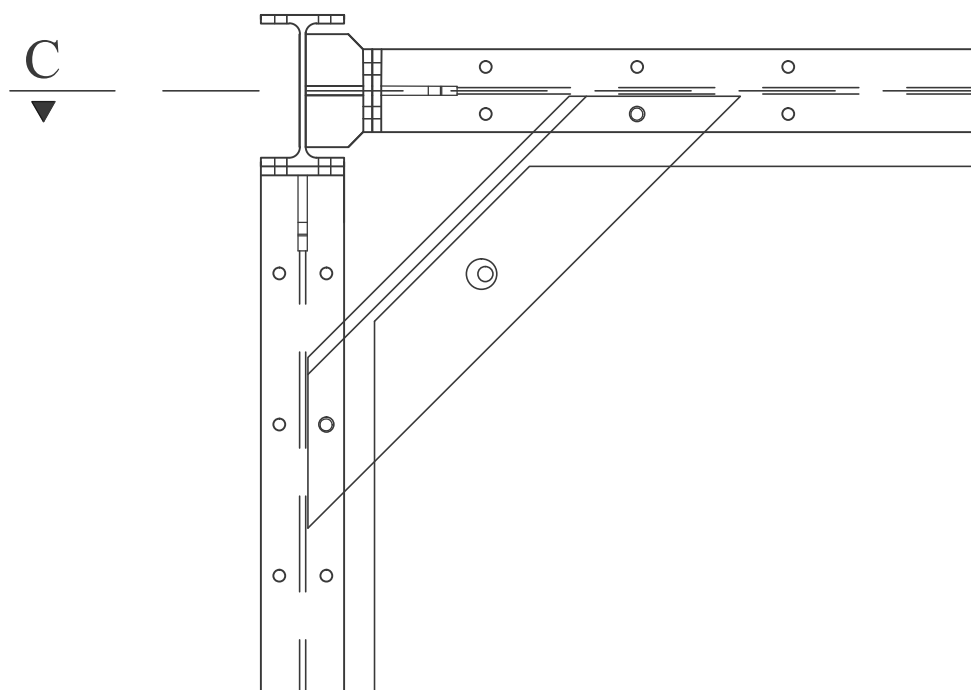
F





Escala:

1/5



Escala:

1/5

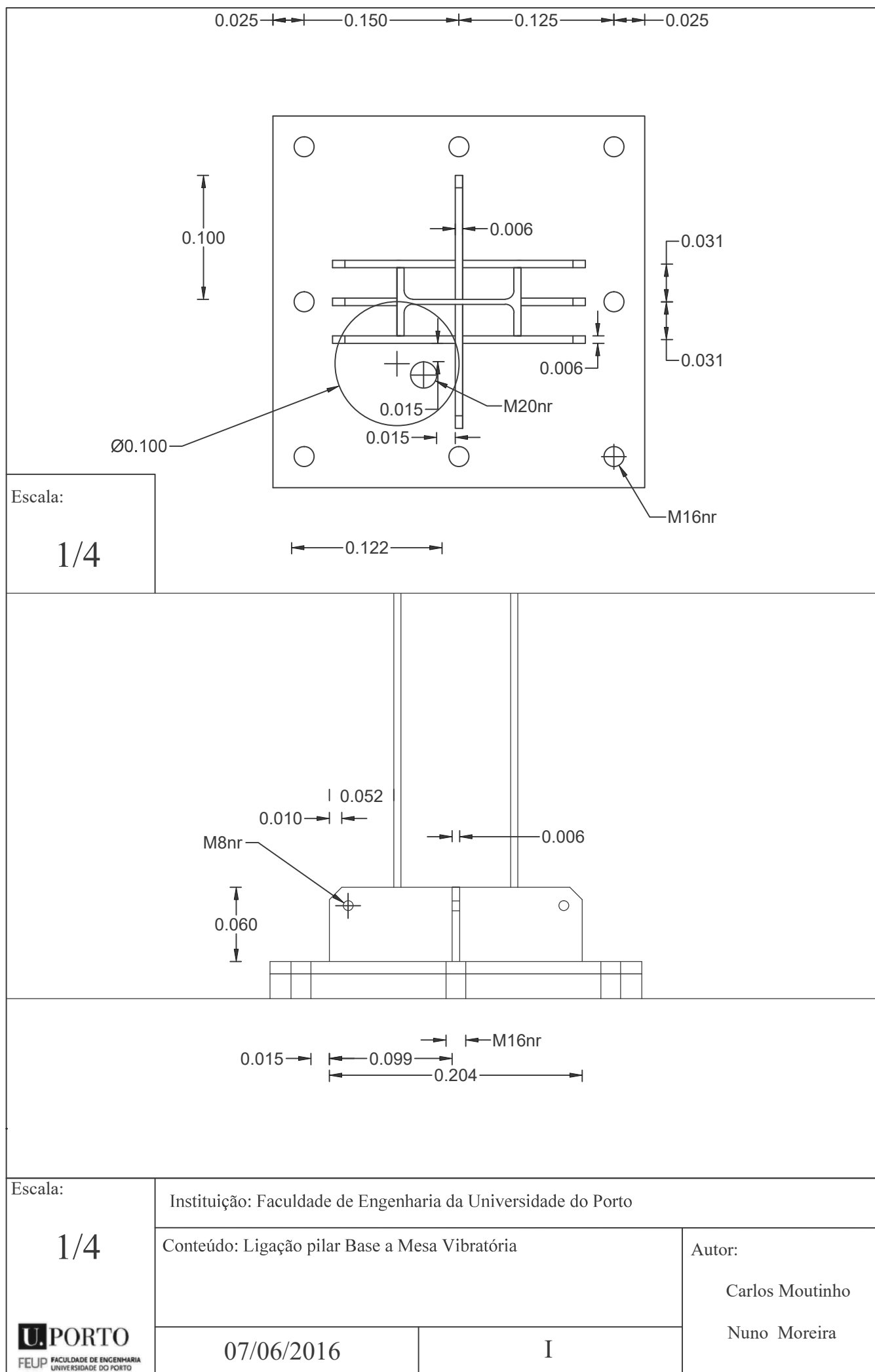
Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

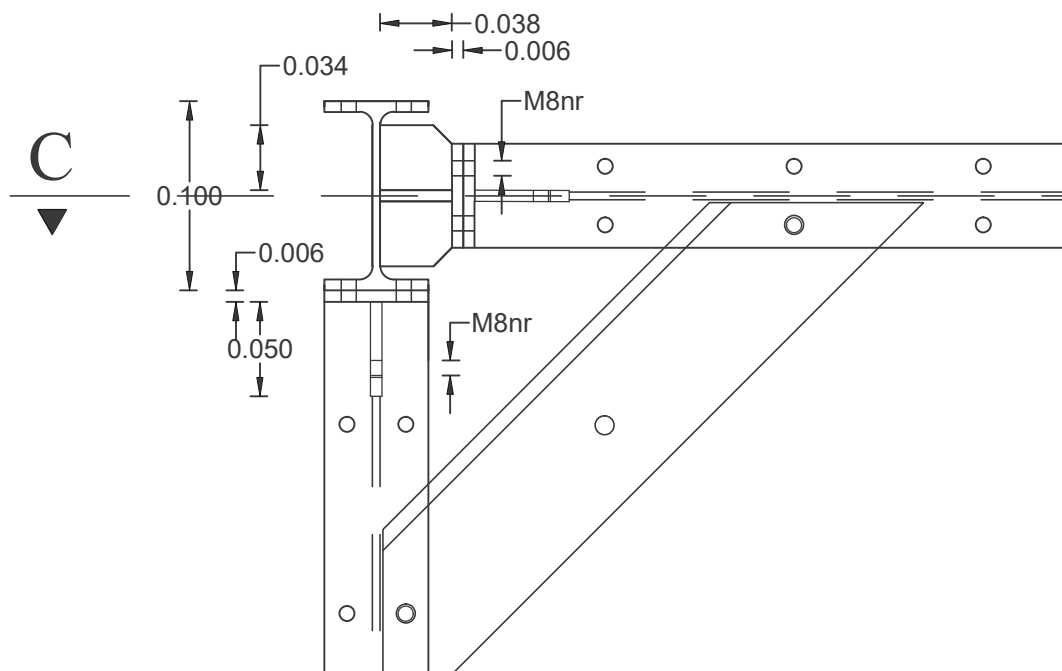
Conteúdo: Pormenorização de extremidade de ligação de pilar viga

Autor:

Carlos Moutinho

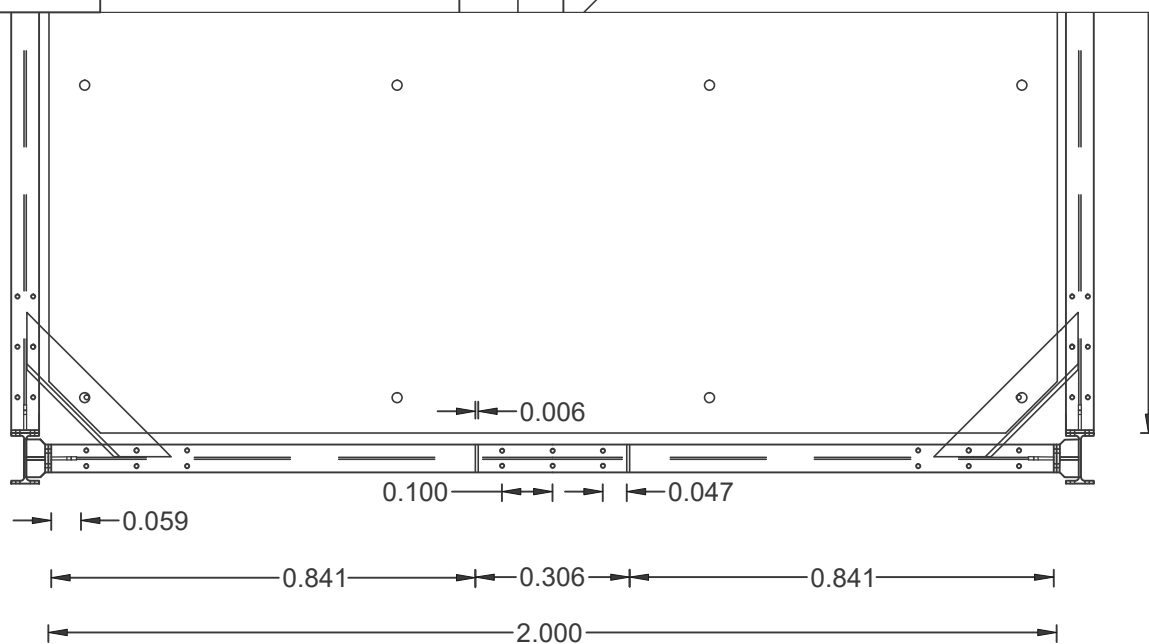
Nuno Moreira





Escala:

1/4



Escala:

1/15

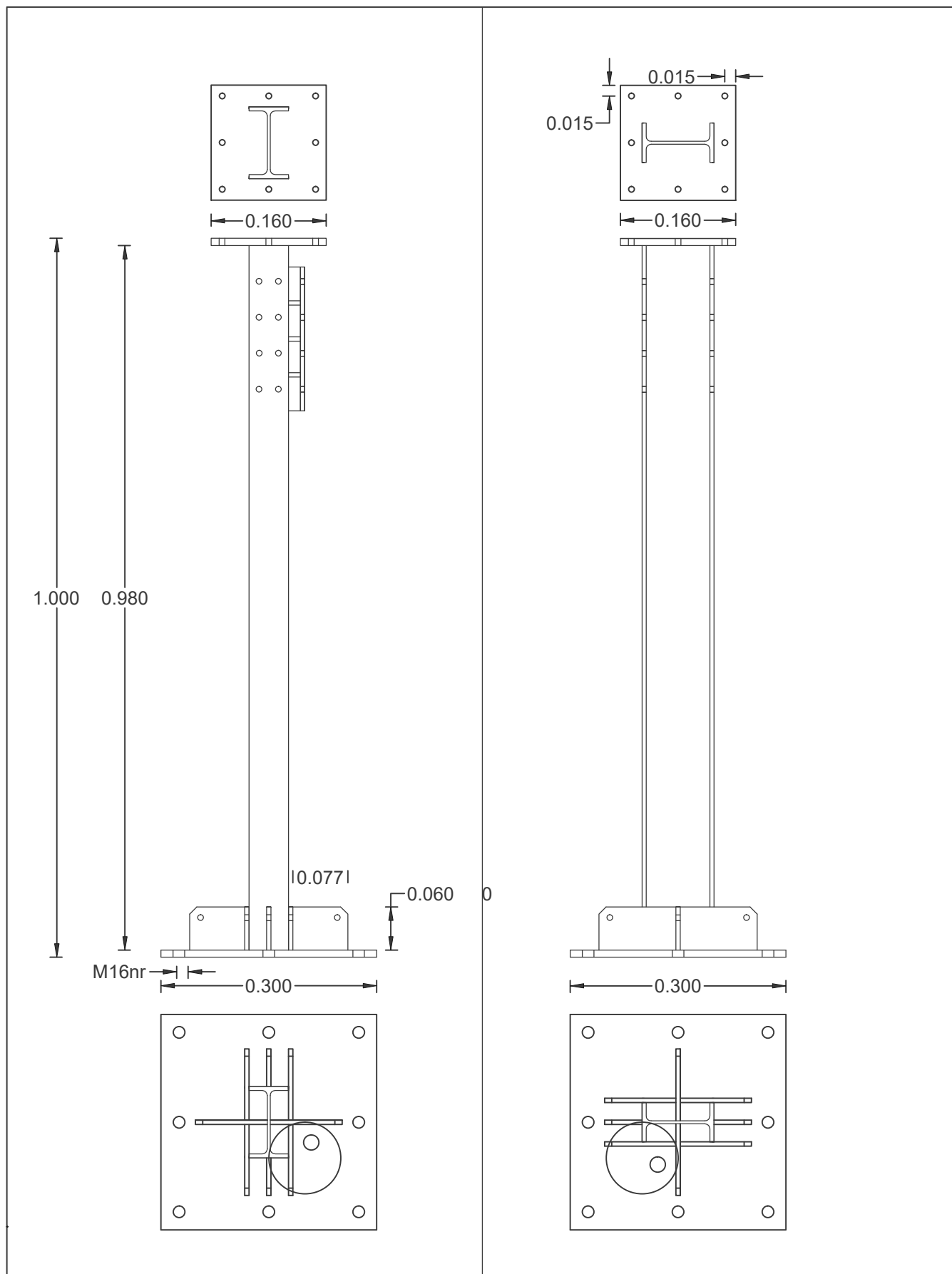
Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Conteúdo: Ligação entre pilar e vigas , corte em seção superior do pilar

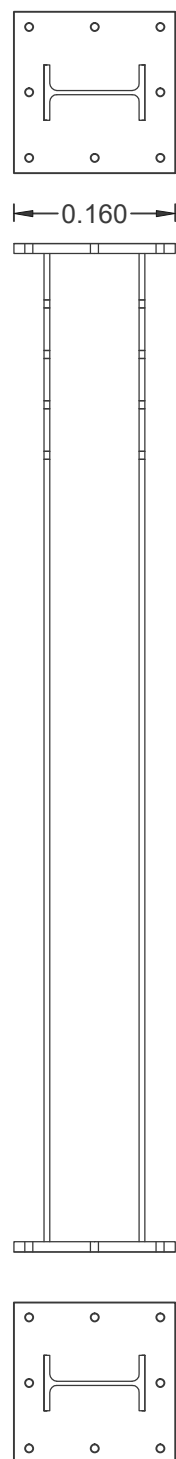
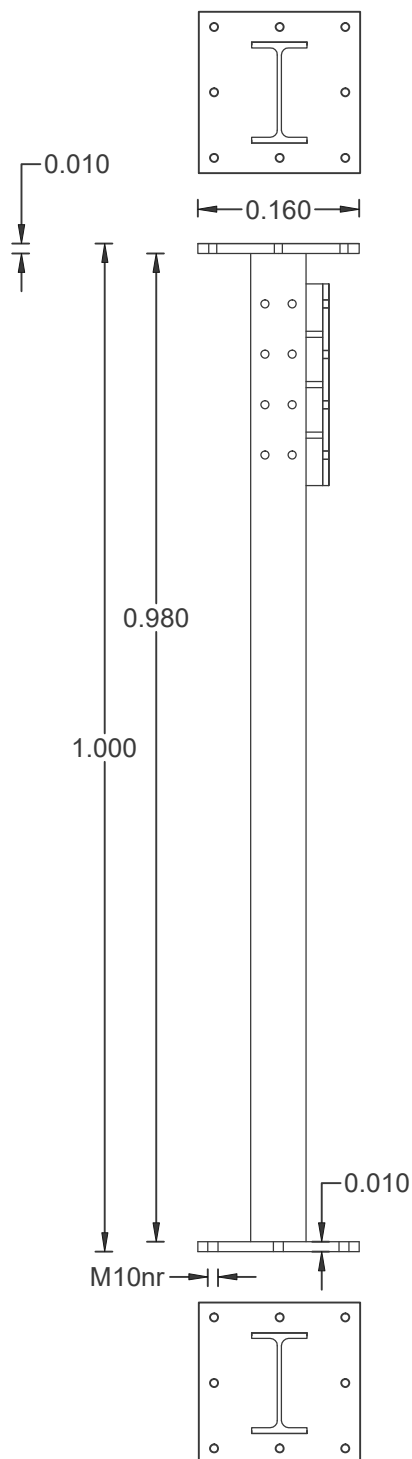
Autor:

Carlos Moutinho

Nuno Moreira



<p>Escala:</p> <p>1/7.5</p> <p><b>U.PORTO</b> FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO</p>	<p>Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto</p>	
<p>Conteúdo: Caracterização pilar Base</p>		<p>Autor:</p> <p>Carlos Moutinho</p> <p>Nuno Moreira</p>
	<p>07/06/2016</p>	<p>L</p>



Escala:

1/7.5

Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Conteúdo: Caracterização Pilar geral

07/06/2016

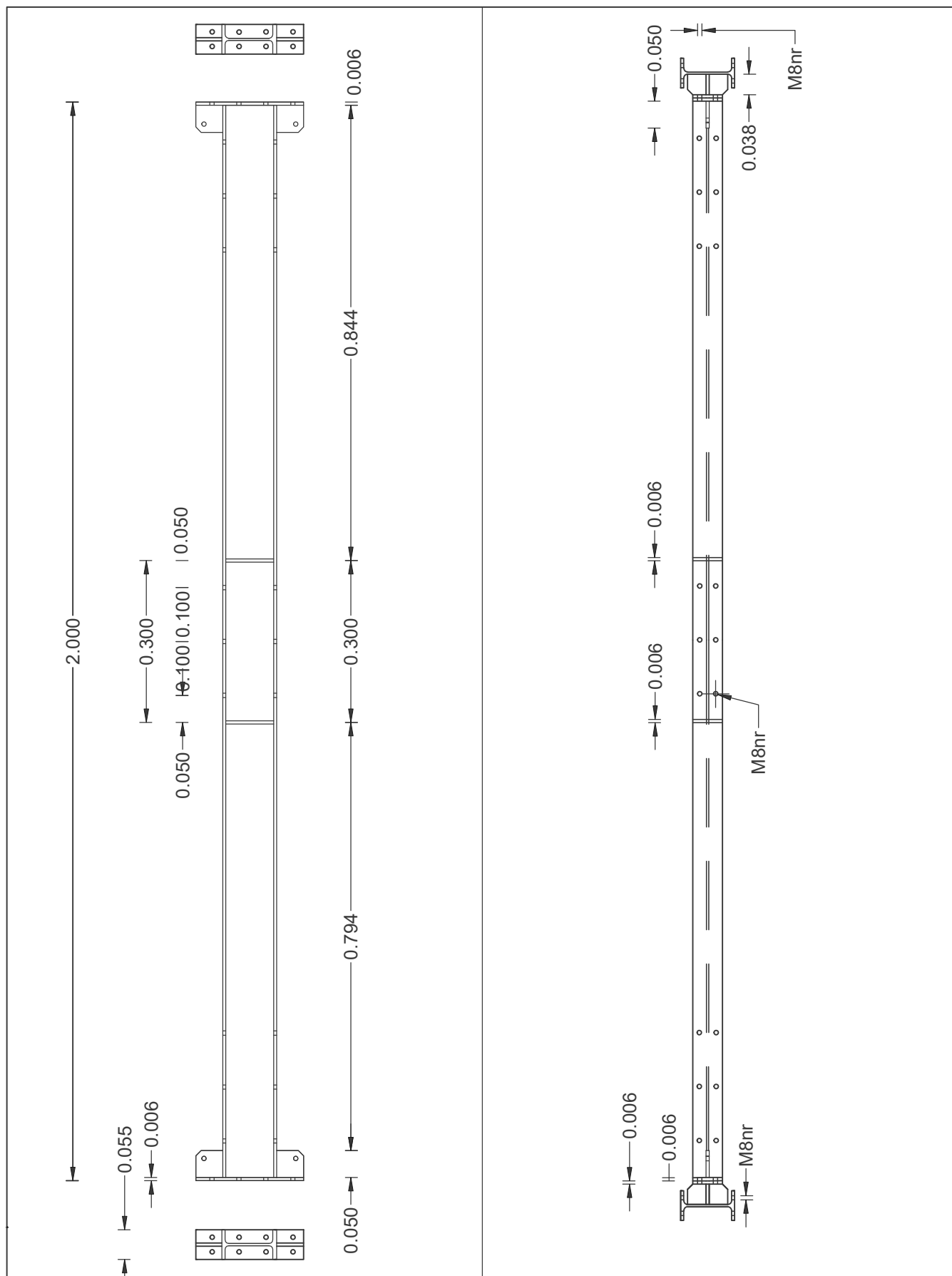
M

Autor:

Carlos Moutinho

Nuno Moreira





Escala:

1/10

Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Conteúdo: Caracterização Viga ( IPE100)

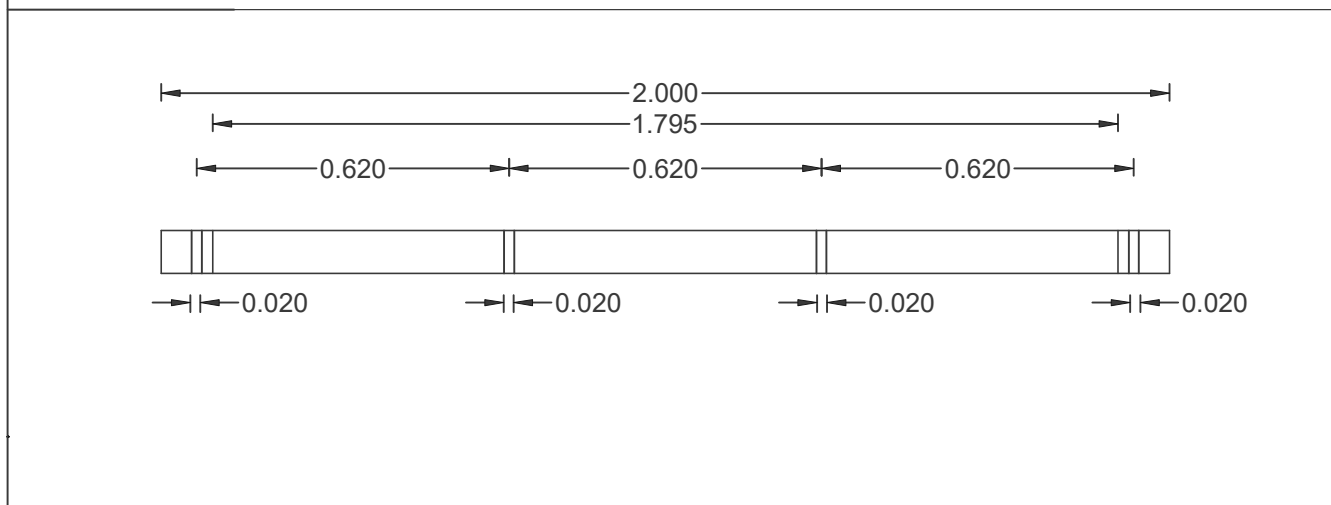
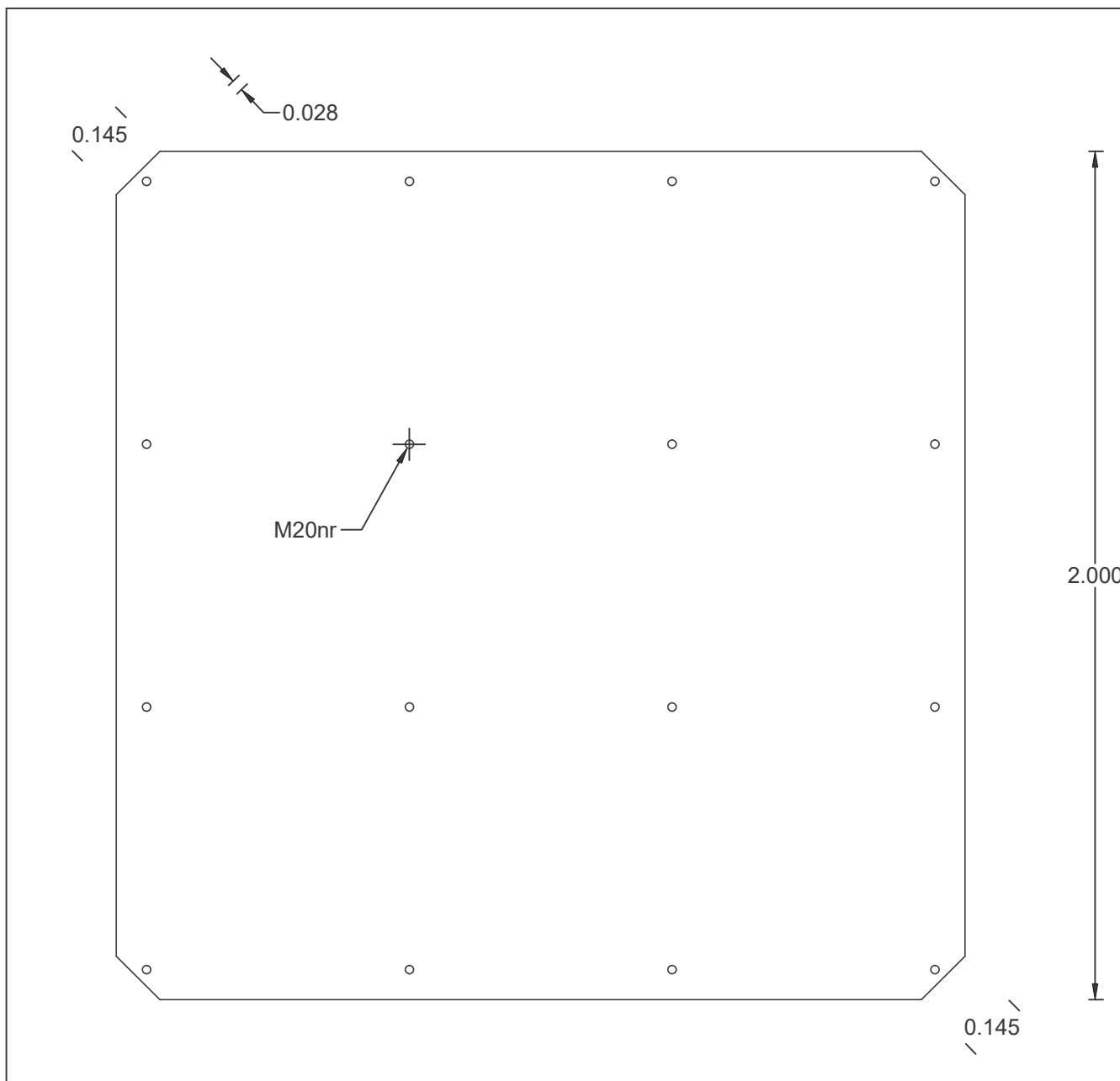
07/06/2016

N

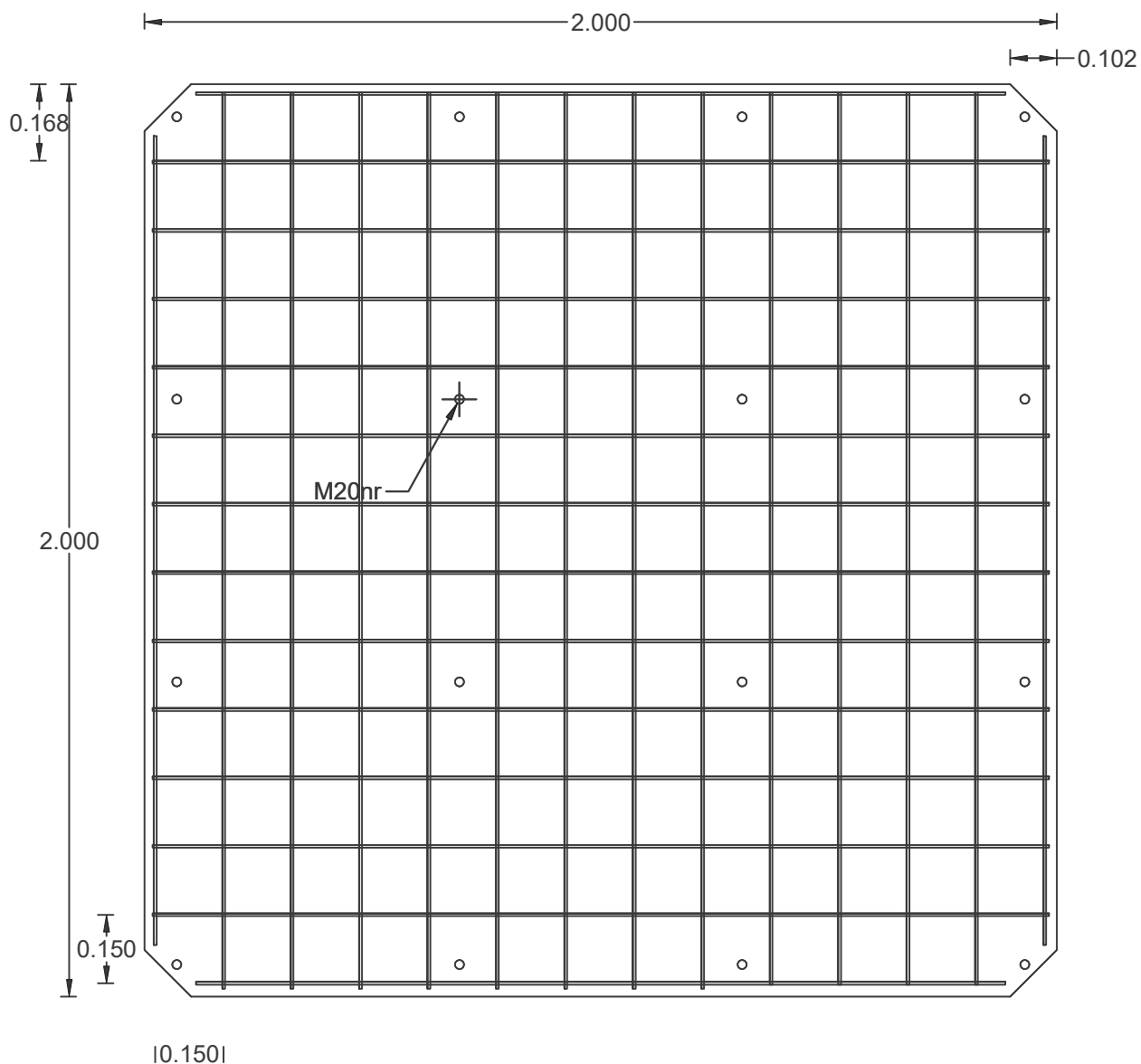
Autor:

Carlos Moutinho

Nuno Moreira



<p>Escala:</p> <p>1/15</p> <p><b>U.PORTO</b> FEUP FACULDADE DE ENGENHARIA UNIVERSIDADE DO PORTO</p>	<p>Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto</p>	
<p>Conteúdo: Laje de 8,5cm de espessura perfurada com metrica matricial com fi.020</p>	<p>Autor:</p> <p>Carlos Moutinho</p> <p>Nuno Moreira</p>	
<p>07/06/2016</p>	<p>O</p>	



Escala:

1/15

Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Conteúdo: Armadura Laje

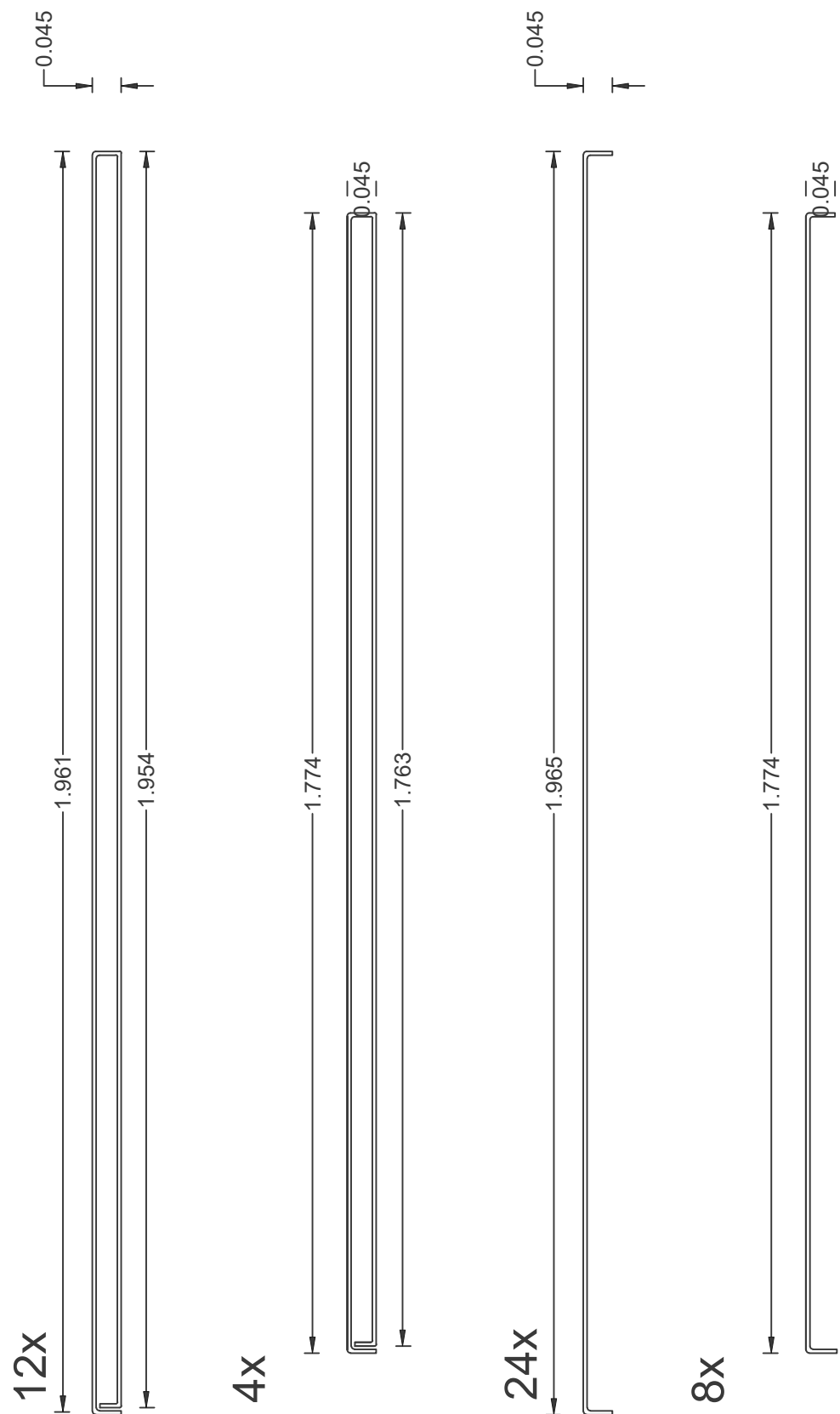
29/06/2016

P

Autor:

Carlos Moutinho

Nuno Moreira



Escala:

1/10

Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Conteúdo: Armadura Laje

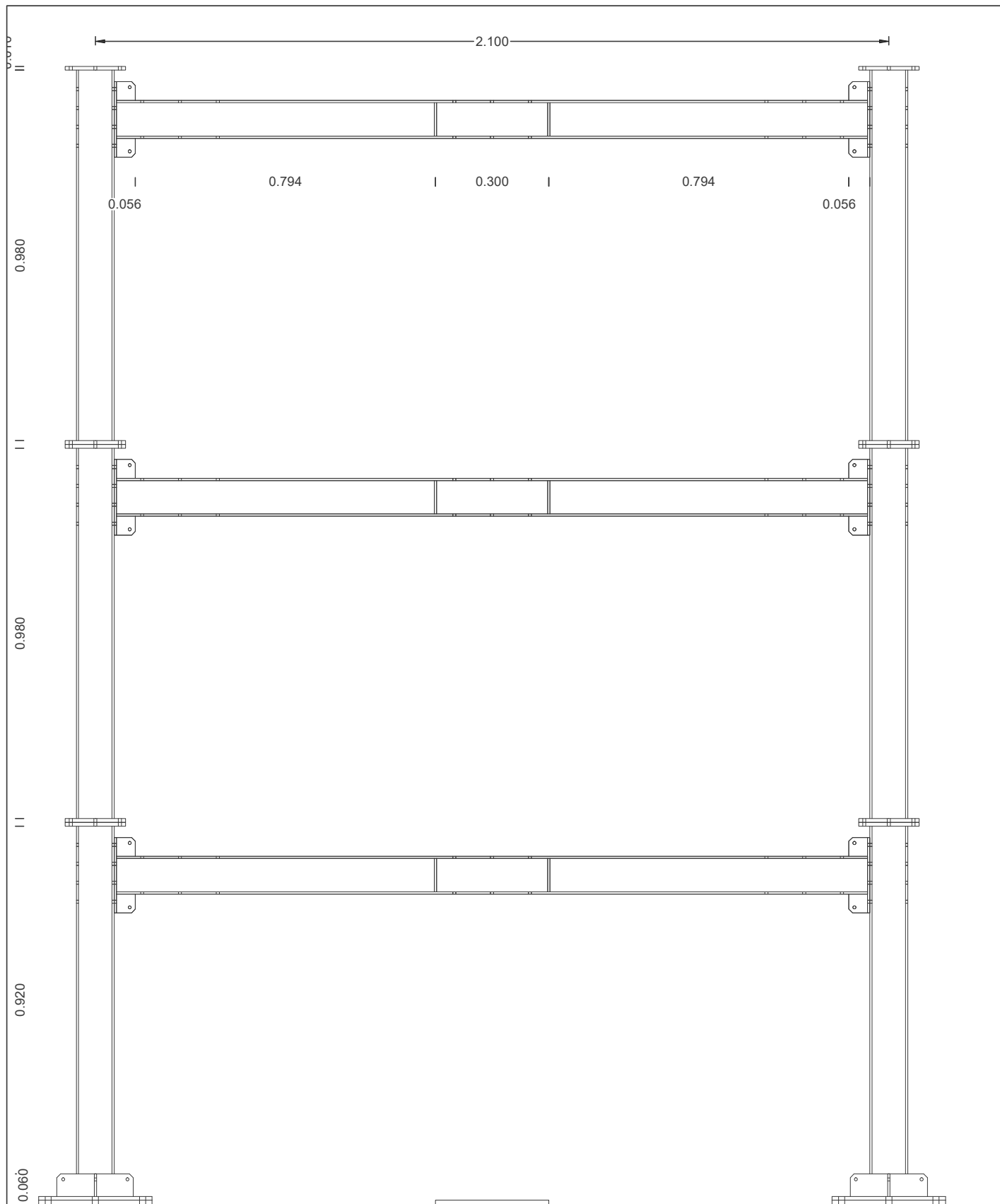
29/06/2016


Q

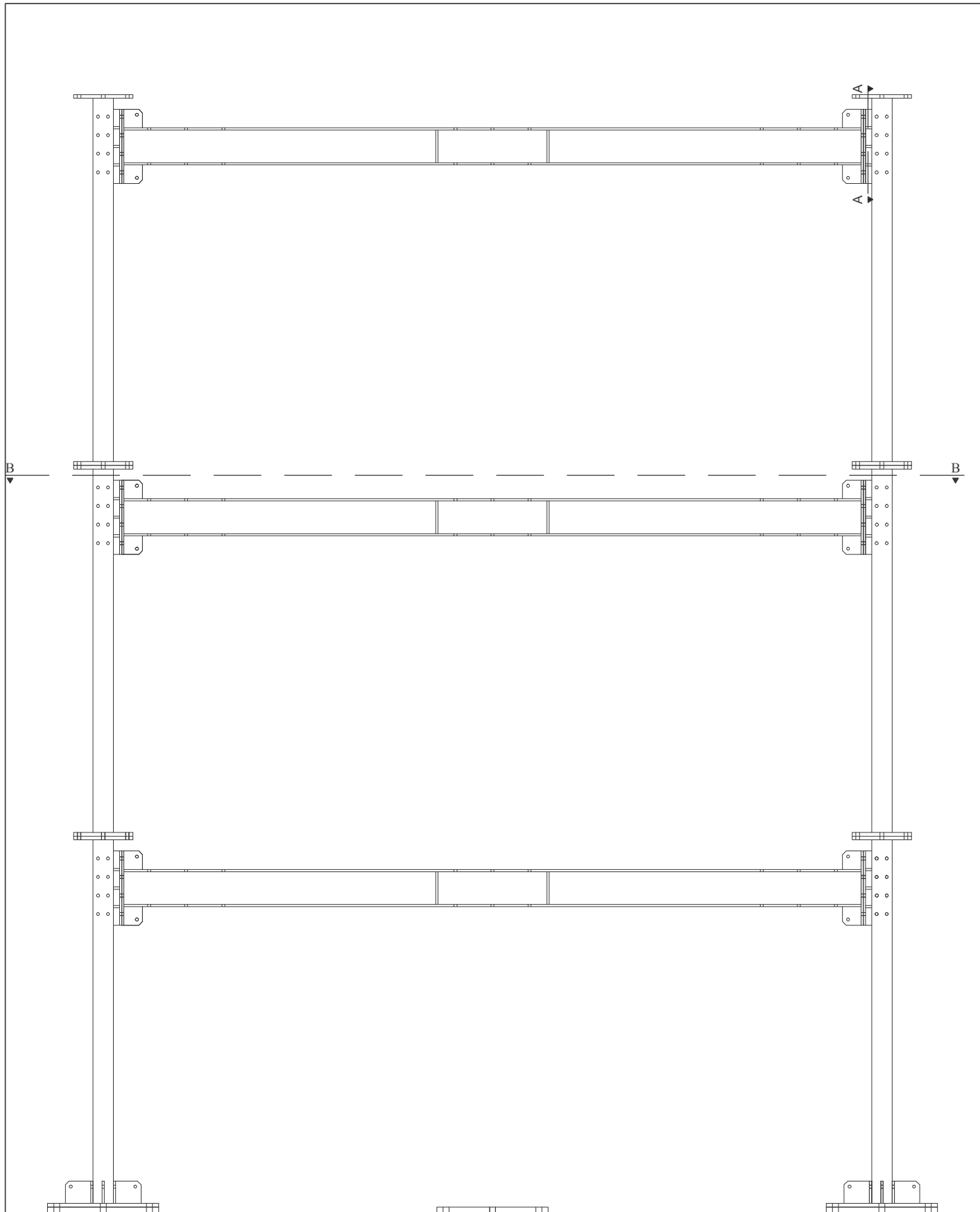
Autor:

Carlos Moutinho

Nuno Moreira



Escala:  <b>1/10</b>  	Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto	
	Conteúdo: Vista pórtico segundo eixo de menos inercia	Autor:  Carlos Moutinho Nuno Moreira
	17/04/2016	



Escala:

1/10

Instituição: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Conteúdo: Vista pórtico segundo eixo de menos inercia

17/04/2016

Autor:

Carlos Moutinho

Nuno Moreira